

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

"ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE SHAMBOYACU, PROVINCIA DE PICOTA, REGIÓN SAN MARTÍN"

PRESENTADO POR:

BACH. JHAQUELYNN ELOYSA CELIS GRÁNDEZ

BACH. TITO ALBERTO VILLACIS DEL CASTILLO

ASESOR: M.Sc. VICTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

TARAPOTO-PERÚ

2018



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En el Distrito de Morales, a las...11:00... horas del día viernes 20 de octubre del año dos mil diecisiete, se reunieron en el Auditorio de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura – Ciudad Universitaria – Morales, los miembros del Jurado Calificador: **Ing. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ - Presidente, Ing. VÍCTOR HUGO SÁNCHEZ MERCADO - Secretario e Ing. M.Sc. RUBÉN DEL AGUILA PANDURO - Miembro**; así también se contó con la presencia de su **Asesor Ing. VÍCTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA**, con el objetivo de escuchar la sustentación y calificación de la Tesis Titulada:

ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE SHAMBOYACU PROVINCIA DE PICOTA REGIÓN SAN MARTÍN, a cargo de los bachilleres: JHAQUELYNN ELOYSA CELIS GRANDEZ y TITO ALBERTO VILLACIS DEL CASTILLO, con el fin de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil y dando cumplimiento a lo dispuesto por el Circular N° 045-2017-UNSM/FICA-D, de fecha 02 de octubre del 2017 de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Escuchada la Sustentación y las respuestas a las preguntas formuladas, los señores miembros del Jurado Calificador de Tesis, después de debatir entre sí, reservada y libremente, declararon APROBADOS con el calificativo de Quince (15)

A continuación, el Presidente del Jurado Calificador hizo saber a los sustentantes el resultado de la Sustentación, con el cual se dio por terminado el acto, levantándose la presente Acta por cuadruplicado, siendo las...12:15... horas del mismo día, la misma que fue suscrita y transcrita al Libro de Sustentaciones de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura - Escuela Profesional de Ingeniería Civil, los que en ella intervinieron.



Ing. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ
Presidente



Ing. VÍCTOR HUGO SANCHEZ MERCADO
Secretario



Ing. M.Sc. RUBÉN DEL AGUILA PANDURO
Miembro

Ing. VÍCTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA
Asesor

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE SHAMBOYACU PROVINCIA DE PICOTA REGIÓN SAN MARTÍN"

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

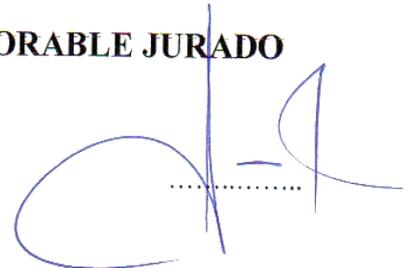
INGENIERO CIVIL

POR:

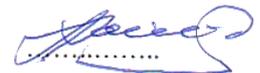
**Bachilleres : JHAQUELYNN ELOYSA CELIS GRÁNDEZ.
TITO ALBERTO VILLACIS DEL CASTILLO**

**SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL HONORABLE JURADO
20 DE OCTUBRE DE 2017**

Presidente : Ing. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ



Secretario : Ing. M.Sc. VÍCTOR HUGO SÁNCHEZ MERCADO



Miembro : Ing. M.Sc. RUBÉN DEL ÁGUILA PANDURO



Asesor : Ing. M.Sc. VÍCTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA



DECLARACIÓN JURADA

Yo, Tito Alberto Villacis Del Castillo.....identificado con DNI N° 46731232 domicilio legal Prol. Damián Najar N°360 - Moyobamba a efecto de cumplir con las Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto, DECLARO BAJO JURAMENTO, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o informe de ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 26 de Diciembre 2017



FIRMA



HUELLA DIGITAL

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducente a optar grados académicos y títulos profesionales en el repositorio de tesis digital

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	Cecilia Grandez Jhaquelynn Eloyse		
Código de alumno:	083144	Teléfono:	975126620
Correo Electrónico:	jaceles-315@hotmail.com	DNI:	46886465

2. Datos Académicos

Facultad de:	Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Académico Profesional de:	Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Trabajo de investigación	<input type="checkbox"/>
Trabajo de suficiencia profesional	<input type="checkbox"/>		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	"Zonificación de la capacidad Portante de los Suelos de la localidad de Shambuyacu, Provincia de Picote, Región San Martín".
Año de publicación:	

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	<input checked="" type="checkbox"/>	Embargo	<input type="checkbox"/>
Acceso restringido **	<input type="checkbox"/>		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia No Exclusiva, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia CREATIVE COMMONS

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia Creative Commons, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica.

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma del Autor

8. Para ser llenado por la Biblioteca central o especializada

Fecha de recepción del documento por el Sistema de Bibliotecas:

05 / 01 / 2018



Firma de Unidad de Biblioteca

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducente a optar grados académicos y títulos profesionales en el repositorio de tesis digital

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: Villacis Del Castillo Tito Alberto	
Código de alumno: 073134	Teléfono: 988531974
Correo Electrónico: nqsac@hotmail.com	DNI: 46731232

2. Datos Académicos

Facultad de: Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Académico Profesional de: Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Trabajo de investigación	<input type="checkbox"/>
Trabajo de suficiencia profesional	<input type="checkbox"/>		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título: " Zonificación de la Capacidad Portante de los Suelos de la localidad de Shamboyacu, Provincia de Pícuta, Región San Martín".
Año de publicación:

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	<input checked="" type="checkbox"/>	Embargo	<input type="checkbox"/>
Acceso restringido **	<input type="checkbox"/>		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia No Exclusiva, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia CREATIVE COMMONS

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia Creative Commons, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica.

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12º del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma del Autor

8. Para ser llenado por la Biblioteca central o especializada

Fecha de recepción del documento por el Sistema de Bibliotecas:

05 / 01 / 2018



Firma de Unidad de Biblioteca

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

DEDICATORIA

Quiero dedicar esta tesis a mis queridos papás Alejandro y Antonia porque ellos han dado la razón a mi vida, por sus consejos, su apoyo incondicional y su paciencia, todo lo que hoy soy es gracias a ellos.

A toda mi familia que es lo mejor y más valioso que Dios me ha dado.

jhaquelynn

A mis padres, pilares fundamentales en mi vida. Sin ellos, jamás hubiese podido conseguir lo que hasta ahora. Su tenacidad y lucha insaciable han hecho de ellos el gran ejemplo a seguir y destacar, no solo para mí, sino para mis hermanos y familia en general. También dedico este proyecto a mi compañera de Tesis Jhaquelynn Eloysa Celis Grández, compañera inseparable de cada jornada. Ella representó gran esfuerzo y tesón en momentos de decline y cansancio. A ellos este proyecto, que sin ellos, no hubiese podido ser.

Tito

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer primero a Dios porque nos dio el don de la perseverancia para alcanzar nuestra meta.

A la Universidad que nos abrió sus puertas para ser mejores personas y buenos profesionales.

A los catedráticos que con el pasar de los años se convirtieron en nuestro ejemplo a seguir.

A nuestros compañeros ya que con ellos vivimos los buenos y malos momentos que solo se viven en la Universidad y que con algunos más que compañeros fuimos verdaderamente amigos.

ÍNDICE DE CONTENIDO

Carátula	
Contracarátula.....	ii
Dedicatoria.....	iii
Agradecimiento	iv
Indice.....	v
Resumen.....	vii
Abstract.....	viii
I.INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Exploración Preliminar Orientando La Investigación.....	2
1.3 Aspectos Generales del Estudio.....	3
II. MARCO TEÓRICO.....	7
2.1 Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema.....	7
2.2 Objetivos: General y Específico.....	8
2.3 Justificación de la investigación.....	9
2.4 Delimitación de la investigación.....	9
2.5 Marco teórico o Fundamentación Teórica de la Investigación.....	9
2.6 Marco conceptual: Terminología básica.....	59
2.7 Marco Histórico.....	60
2.8 Hipótesis a demostrar.....	61
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	62
3.1 Materiales.....	62
3.1.1 Recursos humanos.....	62
3.1.2 Recursos materiales.....	62
3.1.3 Recursos de equipos.....	63
3.2 Metodología.....	67
3.2.1 Universo, Muestra, Población.....	67

3.2.2 Sistemas de Variables.....	67
3.2.3 Diseño experimental de la investigación.....	67
3.2.4 Procesamiento de información.....	69
IV. RESULTADOS.....	72
4.1 Ubicación de las calicatas para su exploración y muestreo.....	72
4.2 Estudio de mecánica de suelos.....	73
4.2.1 Contenido de humedad del suelo en el Distrito de Shamboyacu.....	73
4.2.2 Composición del análisis granulométrico.....	74
4.2.3 Resultados de los límites de consistencia.....	75
4.2.4 Resultados de la densidad de campo.....	76
4.2.5 Parámetros geotécnicos de los suelos: Ángulo de fricción y cohesión.....	76
4.4 Cálculo de la Capacidad Portante del suelo del Distrito de Shamboyacu.....	77
4.5 Elaboracion del mapa de Zonificación del Suelo.....	83
4.6 Clasificación de suelos.....	83
V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	84
5.1 Ubicación y exploración de las calicatas.....	84
5.2 Estudios de mecánica de suelos.....	84
5.3 Perfiles estratigráficos.....	85
5.4 Determinación de la capacidad portante.....	85
5.5 Elaboración del mapa de zonificación.....	85
5.6 Identificación del tipo de suelo según el método SUCS.....	85
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	86
6.1 Conclusiones.....	86
6.2 Recomendaciones.....	87
VII. BIBLIOGRAFÍA.....	88

RESUMEN

La presente investigación denominada "ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE LA LOCALIDAD DE SHAMBOYACU PROVINCIA DE PICOTA REGIÓN SAN MARTÍN", tiene como objetivo determinar la capacidad portante que permita elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante de suelos de la localidad de Shamboyacu.

La metodología de investigación empleada fué descriptiva, sobre la que se buscó especificar y analizar las características geológicas y geotécnicas del suelo.

Se ha desarrollado los ensayos de laboratorio de contenido de humedad, límites de consistencia (atterberg), análisis granulométrico, densidad de campo, corte directo y clasificación de suelos, teniendo en cuenta las normas establecidas vigentes, asimismo estos ensayos han permitido determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como también el tipo de suelo y sus características. Se clasificó los suelos por el método de SUCS, el cual nos indica la presencia de suelos de granulometría gruesa y fina, los suelos de granulometría fina del tipo arcillosos CL, y suelos de granulometría gruesa del tipo GP y GM, con porcentaje de humedad baja a media, se han determinado una zona geotécnica denominada Zona I, la cual está delimitada por la C-01, C-02, C-03, C-04, C-05, C-06, C-07, C-08, C-09, C-10, C-11, C-12, C-13, C-14, C-16, C-17, C-18, C-19, C-20, C-21, C-22, C-23, C-24, C-25, C-26, C-27 y C-28, la capacidad admisible en la Zona I con una profundidad de cimentación de -1.50 metros y con un ancho de cimentación de 1.00 metro se encuentra entre 0.90 a 0.97 Kg/cm² con una capacidad admisible promedio de 0.93 kg/cm² o 9.3 tn/m².

PALABRAS CLAVE: ZONIFICACION – CAPACIDAD PORTANTE – SUELOS – GRANULOMETRIA – CIMENTACION.

ABSTRACT

The following investigation called as "BEARING CAPACITY ZONING OF THE SOILS OF THE LOCALITY OF SHAMBOYACU PROVINCE OF PICOTA SAN MARTÍN REGION", has as objective to determine the carrying capacity that allows to elaborate a zoning map of bearing capacity of soils of the locality of Shamboyacu.

The research methodology used was descriptive, which sought to specify and analyze the geological and geotechnical characteristics of the soil.

The laboratory tests of moisture content, consistency limits (atterberg), granulometric analysis, field density, direct cutting and soil classification have been developed, taking into account the established norms in force, also these tests have allowed to determine the physical properties and mechanics of the foundation soil, as well as the type of soil and its characteristics. The soils were classified by the SUCS method, which indicates the presence of soils of coarse and fine granulometry, the soils of fine granulometry of the clayey type CL, and soils of coarse granulometry of the type GP and GM, with a low percentage of humidity on average, a geotechnical zone named Zone I has been determined, which is delimited by C-01, C-02, C-03, C-04, C-05, C-06, C-07, C-08 , C-09, C-10, C-11, C-12, C-13, C-14, C-16, C-17, C-18, C-19, C-20, C-21, C -22, C-23, C-24, C-25, C-26, C-27 and C-28, the allowable capacity in Zone I with a foundation depth of -1.50 meters and a foundation width of 1.00 meter is between 0.90 to 0.97 Kg / cm² with an average allowable capacity of 0.93 kg / cm² or 9.3 tn / m².

KEYWORDS: ZONING – CAPACITY PORTANTE – SOILS – GRANULOMETRY – FOUNDATION.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

El presente trabajo se realizó con la finalidad de realizar el estudio para realizar la zonificación de acuerdo a la capacidad portante de los suelos del Distrito de Shamboyacu, Provincia de Picota, para ser utilizados en diversos fines.

El estudio de la mecánica de suelos consiste en analizar las propiedades y comportamiento del suelo frente a distintas cargas externas. Es por ello que el suelo representa una condicionante al momento de diseñar la cimentación de alguna estructura pues debido a sus características y propiedades se tiene que analizar y definir el tipo de cimentación a realizar, además nos permite prevenir posibles fallas que se pueden presentar en caso no se tomen los criterios correspondientes en la etapa de estudio. Es por ello que conocer la capacidad de soporte del suelo nos permitirá conocer el comportamiento funcional de la estructura, en consecuencia conocer los límites que se tienen que considerar en los estudios de suelos permite conocer que tipo de deformaciones puede sufrir una edificación, sin embargo es necesario elegir la cimentación que mas se acomode al tipo de suelo, esto conlleva a una mayor eficiencia en el comportamiento estructural, en función de las condiciones del suelo, dimensiones de la construcción y del tipo y magnitud de las cargas transmitidas.

El esquema capitular es el siguiente:

En el capítulo I se indican las generalidades, exploración preliminar orientado a la investigación y los aspectos generales del estudio.

En el capítulo II, concretamos el marco teórico, el cual está constituido por los trabajos de investigación que anteceden a nuestro estudio y por la síntesis de las principales teorías que sustentan la propuesta.

En el capítulo III, se describen los materiales y la metodología usada en la investigación, así como el universo, la población y muestra del presente trabajo, el diseño experimental, el diseño de instrumentos relacionado a la obtención de la capacidad portante del suelo y a técnicas estadísticas, de laboratorio.

En el capítulo IV, se indican los resultados obtenidos en cuanto a la obtención de la capacidad portante del suelo en la localidad de Shamboyacu, Provincia de Picota, así

como también la elaboración del plano de zonificación, donde se indica por zonas la capacidad portante del suelo.

En el capítulo V, se analizan y discuten los resultados obtenidos, en cuanto a la obtención de la capacidad portante del suelo, como también la cimentación a usarse

Finalmente en el capítulo VI, se indican las conclusiones y recomendaciones del presente estudio de investigación.

1.2 Exploración Preliminar Orientando La Investigación

El crecimiento acelerado de la población en la localidad de Shamboyacu, Provincia de Picota, a generado, en la misma magnitud, un incremento en la construcción de viviendas las cuales se construyen sin el mínimo cumplimiento de la norma técnica de edificación (E.050 suelos y cimentaciones), las cuales representan un problema y un peligro a la vez, lo que conlleva a generar gastos adicionales en una posible reestructuración de las viviendas construidas sin un criterio técnico.

Por lo tanto se reafirma la idea de realizar un estudio de mecánica de suelos que sirva de sustento a las futuras construcciones y de esa manera determinar la cimentación más apropiada para que las cargas se transmitan al suelo de manera óptima.

Los estudios de suelos en edificaciones permiten establecer el diseño y construcción de las cimentaciones (zapatas, pilotes, etc) en las cuales se apoyan todas las edificaciones mediante la interacción suelo-estructura existente, pues, se debe realizar siempre un estudio serio y confiable sobre la cual se edificará.

Existen diversos problemas que se muestran a través del tiempo en el caso de no realizar los estudios de suelos correspondientes, los cuales son muy difíciles de reparar estando ya la edificación terminada. Realizar un estudio de suelos preliminar, permite identificar las zonas más adecuadas para la construcción, permitiendo descartar suelos con características que no cumplen con lo requerido..

Es muy común descartar un estudio de suelos por motivos económicos, permitiendo que el encargado de la construcción asuma los parámetros de la cimentación según su

experiencia y de esta manera se incurra en un grave error, es por eso que se necesita realizar un estudio para determinar la capacidad portante del suelo en la localidad de Shamboyacu, Provincia de Picota, San Martín.

1.3 Aspectos Generales del Estudio

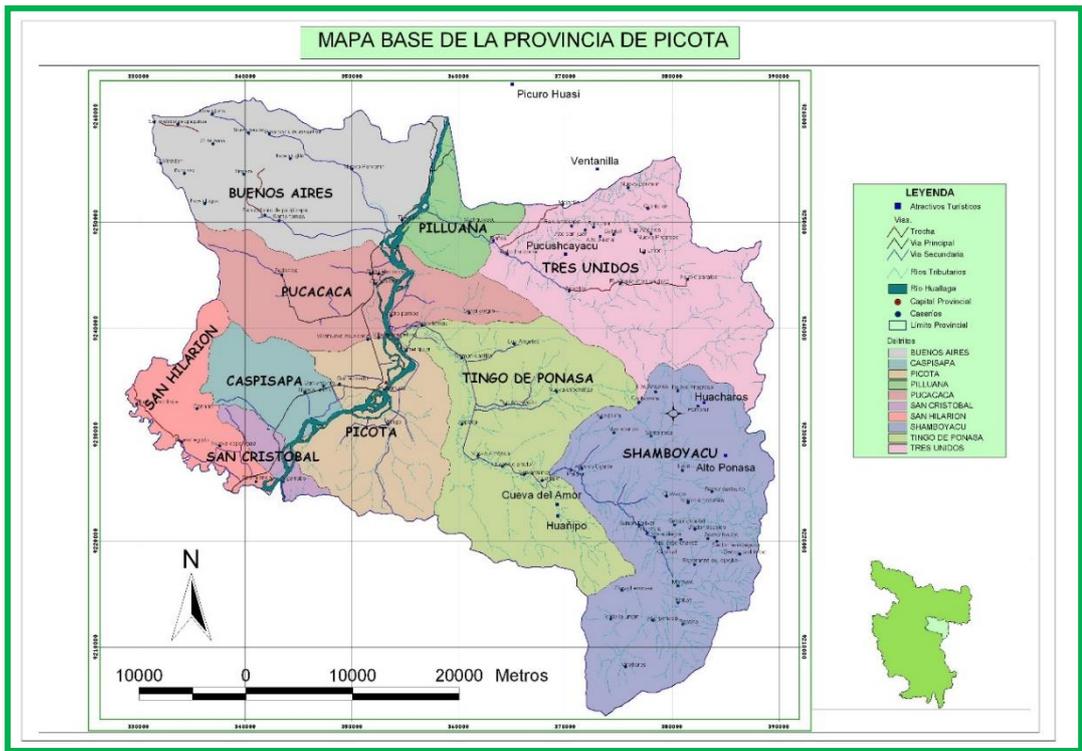
1.3.1 Ubicación y límite del área de influencia del estudio.

La localidad de Shamboyacu, tiene las siguientes coordenadas geográficas:

Latitud Sur	: 7° 01' 25.22"
Longitud Oeste	: 76° 08' 06.57"
UTM Norte Y	9223482
UTM Este X	374619
Altitud	: 240.00 msnm.

Mapa Nº 01: Ubicación dentro en la provincia de San Martin





1.3.2 Población beneficiada

La población beneficiada se encuentra ubicada en la localidad de Shamboyacu, Provincia de Picota, y esta constituida por 660 viviendas, con una población beneficiada de 4594 habitantes según último censo de población.

1.3.3 Características del área de estudio

1.3.3.1 Características Físicas:

El área de estudio se encuentra dentro del casco urbano de la localidad de Shamboyacu, la mayor parte de la población se encuentra en los alrededores de Plaza de la ciudad, siendo estos los Jirones: Jr. San Martín, Jr. Ricardo Palma, Jr. Francisco Bolognesi, Jr. Miguel Grau, Jr. Los Pinos, Jr. Tarapaca, Jr. 28 de Abril, Jr. 30 de Octubre, Jr. Lima, Jr. Inglaterra, Jr. Arica, Jr. Libertad, Jr. Lamas, Jr. Ponaza, Jr. Jose Santos Unuma, Jr. 2, Psje. 28 de Abril, y las Calles: Calle1, Calle2, Calle 6, Calle 7, Calle 9, Calle 11, Calle 12, Calle 13, Calle 15, Calle 19, Calle 16 de Abril. Las calles mencionadas no cuentan con pavimento y veredas adecuadas lo cual dificulta el tránsito vehicular y peatonal en el sector.

Clima.

El clima es uno de los principales factores que condicionan las costumbres de las poblaciones, por sus características de precipitaciones, temperaturas, humedad, vientos, entre otros factores. Le corresponde a la ciudad de Shamboyacu un Clima cálido húmedo.

La dirección predominante de los vientos es norte, con una velocidad promedio anual de 4.9 Km/h.

Temperatura

Las temperaturas que corresponden a este tipo climático fluctúan entre 28°C y 36°C, sobretodo en época de verano.

Precipitación

Las precipitaciones pluviales tienen dos épocas bien marcadas durante el año:

Una lluviosa entre los meses de Diciembre a Mayo, y otra en los meses de Junio y Noviembre. El promedio de precipitaciones pluviales total varía entre 1000 y 1400 al año y el número de días de lluvia varia entre 84 y 114 a lo largo del año.

Humedad Relativa

Sigue la misma tendencia que la precipitación pluvial, es decir, se incrementa en los sectores cercanos a las estribaciones de la cordillera. En el Distrito de Shamboyacu se encuentra variaciones entre un 76% al 88%

Fisiografía

El distrito de Shamboyacu se encuentra asentado fisiográficamente en una zona que no presenta ondulaciones y pendientes considerables, la zona de estudio es relativamente plana, asimismo por la topografía de la zona las aguas pluviales no generan daños en las zonas bajas de la ciudad, y entregan las aguas en el Río Ponaza.

Hidrología

En el Distrito de Shamboyacu la hidrología se caracteriza por presentar dos épocas hidrológicas bien definidas, la primera referida a la época de invierno con presencia de lluvias continuas que generalmente se presenta durante los meses de marzo, abril y mayo. Asimismo, la segunda presenta escasa o esporádica recurrencia de precipitaciones que generalmente ocurre entre los meses de Setiembre y Diciembre, inclusive parte de Enero.

Como resultado de la hidrología estudiada en el ámbito del proyecto, se puede afirmar que en la época de invierno, la lámina de agua llovida supera largamente las láminas de evaporación diaria y además ante el incesante proceso de deforestación en las partes altas de la cuenca, hace posible que el comportamiento de los regímenes de esorrentía hayan variado de manera significativa en los últimos años, debido a que en gran parte de la precipitación caída se transforma en esorrentía, favoreciendo la ocurrencia de eventos que superan a los normales presentados muchos años atrás.

Esta variación brusca de caudales origina una modificación del comportamiento hidráulico del cauce principal del río Ponaza.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema

2.1.1. Antecedentes del Problema.

Actualmente gran parte de las viviendas comprendidas en el Distrito de Shamboyacu – Provincia de Picota – Región San Martín, son estructuras que no cuentan con cimentaciones adecuadas al tipo de suelo de fundación. Trayendo consigo inseguridad frente algún sismo o terremoto e incluso ante una situación premeditada de la naturaleza. Es de esta manera que es vital importancia la elaboración de la zonificación de la capacidad portante del suelo en esta zona, que permitirá al ingeniero elaborar el diseño adecuado de la cimentación permitiendo optimizar costos y materiales.

Actualmente la Municipalidad Distrital de Shamboyacu, no cuenta con información detallada sobre la capacidad portante del suelo existente en el área de estudio y es de gran importancia conocer el tipo de suelo y la capacidad de soporte del Distrito de Shamboyacu, con fines constructivos, se hace necesario saber sobre estos datos fundamentales, para así poder detectar las posibles fallas que se generarían en el suelo donde se va a cimentar la edificación, además de permitir definir el tipo de cimentación de la misma.

2.1.2. Planteamiento del Problema

La numerosa migración a la que está sujeta en los últimos años el Distrito de Shamboyacu, la expansión urbana, la afluencia de turistas hacia esta zona, y por el creciente desarrollo que tiene este distrito, ha ocasionado que se requiera la elaboración de un mapa de zonificación de la capacidad portante del suelo, información que serviría como herramienta a la población en general y al municipio, para no sólo emitir una licencia de construcción, sino también para aportar los datos necesarios para la construcción de una edificación. Estos datos obtenidos en un laboratorio, que se basan en un estudio de mecánica de suelos, estudios que a veces no se logran hacer, debido al elevado costo económico que éste demanda.

2.1.3. Delimitación del Problema

Esta investigación presenta la siguiente delimitación:

El estudio de la zonificación de capacidad portante se realizará en la Localidad de Shamboyacu – Provincia de Picota – Región San Martín.

2.1.4. Formulación del Problema

Con el fin de estudiar de manera objetiva la capacidad portante del suelo, y la importancia de esta, en la localidad de Shamboyacu – Provincia de Picota – Región San Martín, se plantea y se responde la siguiente interrogante: **¿Cuáles son los valores de la capacidad portante del suelo en la localidad de Shamboyacu – Provincia de Picota – Región San Martín?**

2.2 Objetivos: General y Específico.

2.2.1 Objetivo General

Elaborar la zonificación en base a la capacidad portante y demás características del suelo en la Localidad de Shamboyacu – Provincia de Picota – Región San Martín.

2.2.2 Objetivos Específicos

Determinar en cantidad y en localización las calicatas a realizar para su exploración y muestreo del suelo en la Localidad de Shamboyacu – Provincia de Picota – Región San Martín.

Realizar los estudios de mecánica de suelos y geotecnia, empleando el método más adecuado, según el tipo de suelo que se obtenga.

Elaborar los perfiles estratigráficos de los suelos en estudio.

Procesar los datos para determinar la capacidad portante de los suelos obtenidos del muestreo y exploración del área de estudio.

Elaborar un mapa de zonificación y uso de suelo en la Localidad de Shamboyacu.

Identificar el tipo de suelo según, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

2.3 Justificación de la investigación

Justificación Teórica: el presente trabajo se basa en elaborar la zonificación de la capacidad portante, mediante estudios de mecánica de suelos, que permitirá conocer la capacidad portante, las características propias del suelo y el tipo de cimentación a usarse.

Justificación Técnica: Dado que no existen estudios, ni información detallada sobre la capacidad portante del suelo en el Distrito de Shamboyacu, trae como consecuencia en su mayoría, la precariedad o sobredimensión de las cimentaciones ya que en su mayoría no se elabora ni ejecuta un estudio de suelo, que es de vital importancia para el diseño de la cimentación que se usará. Previendo serios problemas futuros como son grietas, fisuras, asentamientos, llegando en algunos casos a la demolición total de la estructura.

Justificación Práctica: Las exploraciones al suelo se realizarán en el Distrito de Shamboyacu en determinados lugares en un breve periodo y con un presupuesto económico, se tendrán en cuenta las normas vigentes a las cuales está sujeto este estudio. Dicha información servirá a la población para la construcción de sus viviendas de forma segura.

2.4 Delimitación de la investigación

El trabajo de investigación está delimitado en la Localidad de Shamboyacu – Provincia de Picota – Región San Martín.

2.5 Marco teórico o Fundamentación Teórica de la Investigación

2.5.1 Antecedentes de la Investigación

Para la elaboración del presente proyecto se ha revisado material bibliográfico y trabajos anteriores, que permite tomar nota de antecedentes y resultados, que deben considerarse para los fines más convenientes, siendo como sigue:

Juárez Badillo y Rico Rodríguez es su libro de Fundamentos de la Mecánica de Suelos, proporciona un amplio tema de consulta, desde el origen del suelo, propiedades, comportamiento entre otros temas importantes para la investigación.

Lambe y Whitman en su Libro de Mecánica de Suelos destinado como libro de texto para un curso de introducción a la Mecánica de Suelos, indican que se ha realizado un gran esfuerzo a fin de identificar los principios verdaderamente fundamentales e importantes de la mecánica de suelos, pero básicamente hecho con fines de consulta. En dicho texto se describe los problemas que la naturaleza del suelo plantea en la ingeniería civil, dándose un panorama general del comportamiento del suelo; el estudio de la naturaleza del suelo y en especial, la transmisión de esfuerzo entre partículas de suelo; el estudio del suelo seco; el estudio del suelo con humedad y la parte del problema más complejo de la mecánica de suelos en el que las presiones intersticiales dependen de las cargas aplicadas y por tanto, el agua escapa de los poros en condiciones de régimen variable.

Rocha Sandoval en su trabajo de investigación ha determinado la “Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales”, en el año 2010.

Jiménez Flores también ha determinado la “Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de la Banda de Shilcayo”, en el año 2011.

Herrera Delgado, ha investigado una “Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación de una vivienda unifamiliar”, en el año 2010.

Córdova Flores, también ha efectuado un trabajo sobre “Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación del proyecto de la I.E N° 0101 Luis Walter Alvarado Bartra, Distrito - Chazuta, en el año 2010.

2.5.2 Bases Teóricas

2.5.2.1. Definición De Suelo

En el sentido general de la ingeniería, “suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas”.

La palabra Suelo, representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.

Suelo, en Ingeniería Civil, son los sedimentos no consolidados de partículas sólidas, fruto de la alteración de las rocas, o suelos transportados por agentes como el agua, hielo o viento con contribución de la gravedad como fuerza direccional selectiva, y que pueden tener materia orgánica. El suelo es un cuerpo natural heterogéneo.

El suelo en ingeniería civil, es un cuerpo heterogéneo con propiedades físico-químicas y mecánicas apropiadas o no para una construcción (edificios, represas, hidroeléctricas, puentes, carreteras, etc.), cuya función es sostener a la construcción y absorber las cargas producidas por esta.

2.5.2.2. Mecánica de Suelos

Terzaghi dice: La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica.

La mecánica de suelos incluye:

Teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetas a cargas, basadas en simplificaciones necesarias dado el estado actual de la teoría.

- a. Investigación de las propiedades físicas de los suelos.
- b. Aplicación del conocimiento teórico y empírico de los problemas prácticos.

Guía de mecánica de suelo I-UNSM menciona: En Mecánica de Suelos (MS) se estudia las propiedades y comportamiento del suelo, se lo utiliza como material de construcción o soporte de estructuras (terreno de fundación), básicamente de cimentaciones que son los elementos que transmiten las cargas de la estructura al terreno. Se sirve de la recolección y análisis de muestras, para luego obtener sus resultados y determinación de sus características físicas, mecánicas y la reacción de masas de suelos durante la aplicación rápida de cargas, las cuales serán aplicadas en los diseños de las distintas obras de ingeniería.

2.5.2.3. Origen del Suelo

2.5.2.3.1. Agente generadores de suelos:

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Sin embargo, en último análisis, todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos:

a) Desintegración mecánica y descomposición química.

El término desintegración mecánica a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y solo en casos especiales arcillas.

Por descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de zonas más frías formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En los desiertos cálidos, la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; allí los efectos de ciclo de tensiones y compresiones sobre las rocas producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de ese concurso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelos resultantes. También debe notar que su formación ha ocurrido a través de las épocas Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo; sólo le toca manejarla, tal como la naturaleza se lo presenta.

Dentro de la meteorización mecánica se encuentra:

Descarga Mecánica, las rocas que se encuentran por debajo de la superficie terrestre están sometidas a una presión vertical y de confinamiento (presión lateral).

Carga Mecánica, es ocasionado por el impacto de partículas que pueden ser arrastadas por el viento o agua sobre una roca, con el tiempo este roce puede ocasionar fisuramiento.

Expansión y contracción térmica, debido a un golpe físico, acción de una planta o animal, al cambio de temperatura, puede ocasionar la fisuración de la roca.

Acumulación de sales, al saturarse de agua las rocas, las presiones de la cristalización de las sales ocasionan esfuerzos internos que contribuyen a una significativa desintegración de las rocas.

Desprendimiento coloidal, las rocas en algún momento, pueden estar cubiertas de materia coloidal húmeda. Estos producen esfuerzos que debilitan la roca.

Actividad orgánica, el crecimiento de las raíces de las plantas en las fisuras de la roca, es un proceso que ocasiona una desintegración importante en las rocas.

Carga neumática, el aire atrapado en las fisuras expuestas de la roca, ejerce presión interna en la roca debido a oleaje de un lago o río, que debilita a la roca.

Dentro de la meteorización química se encuentra:

Hidrólisis, es un proceso químico importante que consiste en la reacción del mineral el hidrógeno (H^+) y el hidroxilo (OH^-) del agua, donde el papel del agua juega un papel importante.

Carbonización, el agua en combinación del dióxido de carbono de la atmósfera, forman sobre la superficie de la roca ácido carbónico (H_2CO_3), este reacciona con los minerales que contiene la roca ocasionando un proceso de disociación de minerales en iones que aumenta considerablemente por la presencia de CO_2 .

Oxidación, es producida por el contacto del oxígeno del aire con ciertos componentes químicos-mineralógicos de las rocas particularmente favorables para combinarse con él (compuestos férricos, carbonatos, sulfuros, etc.).

Reducción, mediante reacciones químicas, se lleva a cabo un proceso complementario a la oxidación donde se libera el oxígeno de los minerales que pasa a formar parte del ambiente circundante, el oxígeno deja la estructura del mineral a medida que la oxidación disminuye el número de elementos reducidos.

Hidratación, se refiere a la absorción de moléculas de agua dentro de la estructura interna de un mineral.

Lixiviación, se refiere a la migración de iones alentada por los procesos antes citados, la movilidad de los iones depende de su potencial iónico.

Cambio de cationes, es la absorción de cationes en solución cargados positivamente en un mineral arcilloso cargado negativamente, especialmente: Ca, H, K y Mg.

Transporte y deposición

Los arroyos, corrientes oceánicas, olas, viento, aguas subterráneas, glaciales y la gravedad continuamente erosionan y transportan suelo, fragmentos de rocas y sedimento, a lugares de deposición donde se meteorizan

Depósitos eólicos, el viento a diferencia de otros solo puede mover sedimento compuesto de pequeñas partículas a diferentes lugares.

Depósitos glaciales, un glaciar transporta rocas de todo tamaño y una variedad de sedimentos, los cuales caen sobre su superficie provenientes de las laderas de los valles circundantes.

Depósitos lacustres, la deposición lacustre o la de lagos tanto en agua dulce como salada, consiste de la deposición de sedimento generalmente de material diminuto en el fondo del lago.

Depósitos marinos, las olas del mar continuamente rompen en una costa, erosionando la margen terrestre por la fuerza del impacto y en especial durante las tormentas.

Suelos residuales, se llama residual, al suelo formado producto de la meteorización que se mantiene en el mismo lugar de origen. A diferencia de los suelos producto del transporte y deposición, estos están relacionados con los materiales del lugar, clima y topografía.

2.5.2.4. Composición Mineralógica del Suelo

Campos y Guardia, en su trabajo de investigación indican que se pueden identificar más de 2000 diferentes minerales en la corteza terrestre y muchos de ellos están presentes en las rocas.

Existe una distinción entre los minerales que son constituyentes esenciales de las rocas que dan el nombre a estas y los que son accesorios que se encuentran en pequeñas cantidades, pero su presencia o ausencia no influye en el nombre de la roca. Las rocas también contienen minerales secundarios, que son aquellos que resultan de la descomposición de los minerales esenciales por acción del agua. Como resultado de la meteorización y el proceso de la deposición, estos minerales que poseen las rocas llegan a formar parte del suelo. Los minerales más comunes que pueden encontrarse en el suelo son:

Feldespatos, los feldespatos forman un grupo grande de minerales monoclinicos, triclinicos y son un componente importante de algunos tipos de rocas. El feldespato se considera un material moderadamente duro.

Cuarzo, es un mineral muy común, un constituyente esencial de los granitos y otras rocas. El cuarzo es más duro que la mayoría de los minerales y es uno de los más resistentes a la meteorización, se encuentra en abundancia en rocas metamórficas.

Minerales, arcillosos, las partículas de suelo con tamaños correspondientes a las arcillas y que presentan las propiedades características de adhesión y plasticidad se denominan minerales arcillosos. Son producto de la meteorización química y están compuestos en su mayor parte de silicatos de aluminio hidratados.

Tienen forma cristalina y están constituidos por dos unidades estructurales: la unidad tetraédica, en la cual cuatro oxígenos encierran un átomo de silicio, y la unidad octaédrica, en la cual un átomo de aluminio o magnesio está encerrado por seis grupos hidroxilos. De acuerdo con la organización de estas unidades estructurales en la red cristalina, los minerales arcillosos se dividen en tres grupos principales los cuales son:

Caolinitas, el bloque estructural de este grupo de minerales está formada por una capa de unidades tetraédricas y una capa de unidades octaédricas. Los enlaces iónicos de hidrógeno entre los bloques crean una estructura relativamente estable en la que no penetra el agua con facilidad. Estas caolinitas presentan una baja absorción de agua y una baja susceptibilidad a la retracción y a la expansión al ser sometidos a variaciones de humedad.

Ilitas, el bloque estructural de este grupo está formado por una capa de unidades octaédricas en medio de dos capas de unidades tetraédricas orientadas en forma opuesta. Las ilitas presentan mayor tendencia a la absorción de agua que las caolinitas, mayor susceptibilidad a la retracción y a la expansión.

Montmorilonitas, este grupo tiene un bloque estructural similar al de las ilitas, pero adicionalmente a la sustitución del silicio (Si^{4+}) por aluminio (Al^{3+}) en las unidades tetraédricas, algunos de los iones de aluminio, en las unidades octaédricas se reemplazan por magnesio (Mg^{2+}) y hierro (Fe^{2+}). El enlace entre las capas creado por el agua es muy débil e inestable comparado con el enlace de iones de potasio de las ilitas. Las montmorilonitas presentan una muy alta absorción de agua y muy altas características de retracción y expansión.

2.5.2.5. Relaciones Volumétricas y Gravimétricas

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida

adsorbida). La fase líquida formada por el agua libre específicamente, aunque en el suelo pueden existir otros líquidos de menor significación. La fase gaseosa comprende sobre todo el aire, pero pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.)

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos (V_v), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos (V_s). Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular de solo dos fases, sólida y líquida. Es importante considerar las características morfológicas de un conjunto de partículas sólidas, en un medio fluido. Las relaciones entre las diferentes fases constitutivas del suelo (sólida, líquida y gaseosa), permiten avanzar sobre el análisis de la distribución de las partículas por tamaños y sobre el grado de plasticidad del conjunto.

En los laboratorios de mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y la gravedad específica de las partículas que conforman el suelo, entre otras.

Las relaciones entre las fases del suelo tienen una amplia aplicación en la Mecánica de Suelos para el cálculo de esfuerzos. La relación entre las fases, la granulometría y los límites de Atterberg se utilizan para clasificar el suelo y estimar su comportamiento.

Modelar el suelo es colocar fronteras que no existen. El suelo es un modelo discreto y eso entra en la modelación con dos parámetros, e y n (relación de vacíos y porosidad), y con las fases. El agua adherida a la superficie de las partículas, entra en la fase sólida. En la líquida, sólo el agua libre que podemos sacar a 105 °C cuando, después de 24 o 18 horas, el peso del suelo no baja más y permanece constante.

2.5.2.6. Fases del Suelo

En el suelo puede observarse la existencia de una fase sólida formada por las partículas minerales, una fase líquida que sería el agua intersticial libre y una parte gaseosa que reúne al aire o vapores producto de la descomposición orgánica atrapados entre los sólidos.



Fig 01: Esquema de una muestra de suelo, en tres fases o húmedo, con la indicación de los símbolos usados: En los costados, V volumen y W peso. Las letras subíndice y del centro, son: A aire, W agua y S sólidos

En Mecánica de Suelos, se relaciona el peso de las distintas fases del suelo con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto del peso específico.

a. Fases, volúmenes y pesos

En el modelo de fases, se separan volúmenes V y pesos W así: Volumen total V_T , volumen de vacíos V_v (espacio no ocupado por sólidos), volumen de sólidos V_s , volumen de aire V_a y volumen de agua V_w . Luego

$$V_T = V_v + V_s \quad (1)$$

En pesos (que es diferente a masas), el del aire se desprecia, por lo que $W_a = 0$. El peso total del espécimen o muestra W_T es igual a la suma del peso de los sólidos W_s más el peso del agua W_w ; esto es

$$W_T = W_s + W_w. \quad (2)$$

b. Relaciones de volumen

Porosidad "η"

Se define como la probabilidad de encontrar vacíos en el volumen total. Por eso $0 < \eta < 100\%$ (se expresa en %). En un sólido perfecto $\eta = 0$; en el suelo $\eta \neq 0$ y $\eta \neq 100\%$.

$$\eta = \frac{V_v}{V_T} * 100(\%) \quad (3)$$

Relación de vacíos "e"

Es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos. Su valor puede ser $e > 1$ y alcanzar valores muy altos. En teoría $0 < e \rightarrow \infty$.

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (4)$$

Densidad Relativa "D_R"

Este parámetro nos informa si un suelo está cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad, que se pueden alcanzar. Además $0 \leq D_R \leq 1$, siendo más resistente el suelo cuando el suelo está compacto y $D_R \approx 1$ y menor cuando está suelto y $D_R \approx 0$.

$$D_R = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (5)$$

Grado de saturación "S"

Se define como la probabilidad de encontrar agua en los vacíos del suelo, por lo que $0 \leq S \leq 100\%$. Físicamente en la naturaleza $S \neq 0\%$, pero admitiendo tal extremo, $S = 0\% \rightarrow$ suelo seco y $S = 100\% \rightarrow$ suelo saturado.

$$S = \frac{V_W}{V_V} \times 100 (\%) \quad (6)$$

Contenido de aire "C_A"

Probabilidad de encontrar aire en los vacíos del suelo. $0 \leq C_A \leq 100\%$. En el suelo saturado, los vacíos están ocupados por agua $C_A = 0$ y en el suelo seco, por aire $C_A = 100\%$. Naturalmente, $S + C_A = 100\%$.

$$C_A = \frac{V_A}{V_V} \times 100 \quad (7)$$

Contenido de humedad "ω"

Es la relación entre el peso de la agua del espécimen, al peso de los sólidos. El valor teórico del contenido de humedad varía entre: $0 \leq \omega \rightarrow \infty$. En la práctica, las humedades varían de 0 (cero) hasta valores del 100%.

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} \times 100 \quad (8)$$

c. Peso específico aparente (γ_m): Conocido como peso volumétrico, densidad aparente, peso específico de masa

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \dots\dots\dots (1)$$

d. Peso específico del agua (γ_w):

$$\gamma_o = \gamma_w \dots\dots\dots \text{.En condiciones prácticas}$$

Peso específico del agua destilada (γ_o): a 4°C y a P.A. n. m. en sistemas derivados del métrico decimal es igual a 1 ó a una potencia de 10.

e. Peso específico de los sólidos (γ_s):

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \dots\dots\dots (2)$$

$$2.4 \leq \gamma_s \leq 2.9 \text{ gr./cm}^3$$

En los laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas y secas en el horno o estufa y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario, es preciso obtener relaciones volumétricas y gravimétricas para poder determinar otras magnitudes en términos de estas.

Peso Específico Relativo: Viene hacer la relación entre el peso específico de la sustancia y el peso específico del agua destilada a 4° C y sujeta a una atmósfera de presión.

f. Peso específico relativo de la muestra (S_m):

$$S_m = \gamma_m / \gamma_o = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} \dots\dots\dots (3)$$

g. Peso específico relativo de los sólidos (S_s):

$$S_s = \gamma_s / \gamma_o = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \dots\dots\dots (4)$$

2.5.2.7. Distribución del Tamaño de Partículas

De acuerdo al tamaño predominante de partículas que contenga el suelo, los suelos generalmente son llamados: grava, arena, limo, arcilla o una mezcla de ellos.

NOMBRE DE LA ORGANIZACIÓN	TAMANO DE PARTÍCULAS en mm			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Tecnology (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.003
American Association of State Highway and Transportation (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.004
Unified Soil Clasification System (US)	75 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) < 0.075	

Tabla 01: Sistemas para identificar el tamaño de partículas del suelo (Das, 1998).

Diversas organizaciones que estudian aspectos relacionados con el suelo han elaborado sistemas de clasificación para identificar el tamaño de las partículas de un suelo para sus propósitos específicos. En la Tabla 1 se muestra algunos de los sistemas más conocidos empleados por estas organizaciones para identificar las partículas del suelo.

2.5.2.8. Clasificación De Suelos

Debido a la gran variedad de suelos que pueden encontrarse en la corteza terrestre es que se han desarrollado varios sistemas de clasificación para poder identificarlos, elaborados de acuerdo a la aplicación que se les da a los mismos. El clasificar un suelo consiste en agrupar al mismo en grupos y/o subgrupos de suelos que presentan un comportamiento semejante con propiedades ingenieríles similares.

En este capítulo se analizará el sistema de clasificación Unificado USCS y el sistema de clasificación AASHTO, que son los sistemas de clasificación más utilizados por la mayor parte de los ingenieros de todo el mundo.

a) Sistema de clasificación unificado (USCS).

El sistema de clasificación SUCS está basado en la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad. Este sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad, que fue obtenida

por medio de investigaciones realizadas en laboratorio por A. Casagrande (1932). Este sistema de clasificación presenta las siguientes características:

Características del sistema de clasificación unificado (ASTM D-2487)

Clasifica a los suelos en cuatro principales categorías, cada una de estas categorías usa un símbolo que define la naturaleza del suelo:

Suelos de grano grueso. Son de naturaleza tipo grava y arena con menos del 50% pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G para la grava o suelo gravoso del inglés "Gravel" y S para la arena o suelo arenoso del inglés "Sand".

Suelos de grano fino. Son aquellos que tienen 50% o más pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M para limo inorgánico del sueco "mo y mjala", C para arcilla inorgánica del inglés "Clay".

Suelos orgánicos. Son limos y arcillas que contienen materia orgánica importante, a estos se los denomina con el prefijo O del inglés "Organic".

Turbas. El símbolo Pt se usa para turbas del inglés "peat", lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Presenta las siguientes definiciones, según el tamaño y naturaleza de las partículas del suelo:

Cantos rodados. Partículas de roca que no pasan una malla con abertura cuadrada de 12" (300 mm).

Guijarros. Partículas de roca que pasan una malla con abertura cuadrada de 12" (300 mm) y quedan retenidas en un tamiz de 3" (75 mm).

Grava. Partículas de roca que pasan el tamiz de 3" (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm), con las siguientes subdivisiones:

Gruesa. Partículas que pasan el tamiz de 3" (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz de $\frac{3}{4}$ " (19 mm.).

Fina. Partículas que pasan el tamiz de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm).

Arena. Partículas de roca que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075mm), con las siguientes subdivisiones:

Gruesa. Partículas que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 10 (2 mm).

Media. Partículas que pasan al tamiz N° 10 (2 mm.) y son retenidas en el tamiz N° 40 (0.425 mm).

Fina. Partículas que pasan el tamiz N° 40 (0.425 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

Arcilla. Suelo que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm), el cual exhibe plasticidad dentro de un cierto intervalo de humedad, pero que muestra considerable resistencia cuando se seca al aire.

Limo. Suelo que pasa el tamiz N° 200 (0.075 mm), de naturaleza no-plástica o ligeramente plástica y que exhibe poca o ninguna resistencia cuando se seca al aire.

Arcilla Orgánica. Es una arcilla con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo.

Limo Orgánico. Es un limo con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo.

Turba. Es un suelo compuesto principalmente de materia vegetal en diferentes estados de descomposición, usualmente con olor orgánico, color entre marrón oscuro a negro, consistencia esponjosa, y contextura que varía de fibrosa hasta amorfa.

Para este sistema de clasificación son también usados sufijos que identifican algunas características particulares del suelo:

W. Bien gradado del inglés "Well graded"..

P. Mal gradado del inglés "Poorly graded".

L. Baja plasticidad, límite líquido menor a 50%, del inglés "Low plasticity".

H. Alta plasticidad, límite líquido mayor a 50%, del inglés "High plasticity".

Un símbolo doble. Corresponde a dos símbolos separados por un guión, e.g. GP-GM, SW SC, CL-ML, los cuales se usan para indicar que el suelo tiene propiedades de dos grupos. Estos se obtienen cuando el suelo tiene finos entre 5 y 12% o cuando las coordenadas del límite líquido y el índice de plasticidad caen en el área sombreada CL-ML de la carta de plasticidad. La primera parte del doble símbolo indica si la fracción gruesa es pobremente o bien gradada.

La segunda parte describe la naturaleza de los finos. Por ejemplo un suelo clasificado como un SP-SM significa que se trata de una arena pobremente gradada

con finos limosos entre 5 y 12%. Similarmente un GW-GC es una grava bien gradada con algo de finos arcillosos que caen encima la línea A.

Carta de plasticidad (Norma ASTM, 2003)

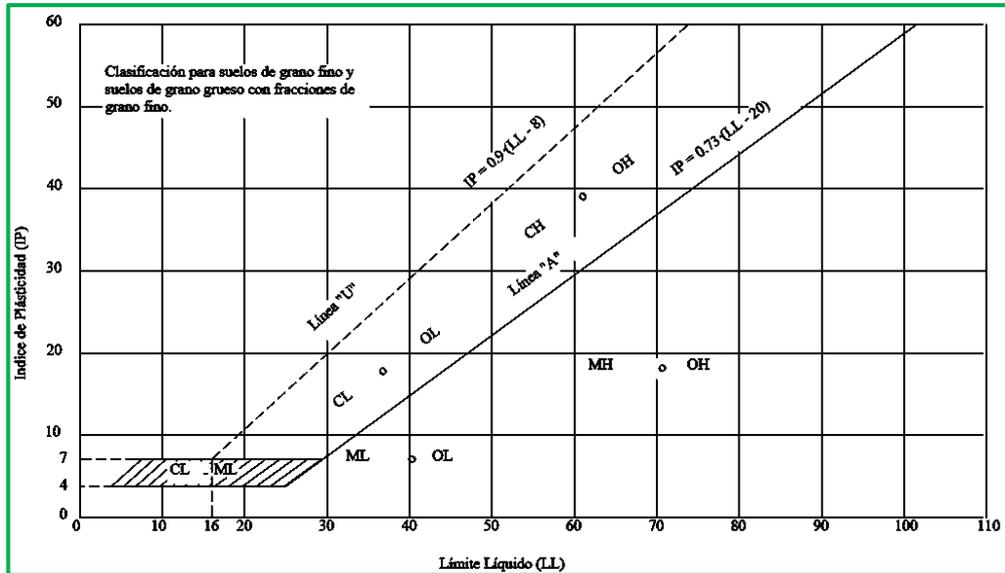


Fig 02: Clasificación para suelos de grano fino y suelo de grano grueso con fracciones de grano fino.

b) Sistema de clasificación AASHTO.

El sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (Designación ASTM D-3282; método AASHTO M145) es uno de los primeros sistemas de clasificación de suelos, desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1928. Este sistema pasó por varias revisiones y actualmente es usado para propósitos ingenieriles enfocados más en el campo de las carreteras como la construcción de los terraplenes, subrasantes, subbases y bases de las carreteras. Sin embargo es necesario recordar que un suelo que es bueno para el uso de subrasantes de carreteras puede ser muy pobre para otros propósitos.

Características del sistema de clasificación AASHTO (ASTM D-3282).

Clasifica a los suelos en tres principales categorías:

Suelos granulares. Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es menor o igual al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A-1, A-2 y A-3.

Suelos limo-arcilla o material fino. Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es mayor al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Suelos orgánicos. Son los suelos que están constituidos principalmente por materia orgánica. Este tipo de suelos constituye el grupo A-8.

Adopta el siguiente rango de tamaño de partículas:

Cantos rodados. Son fragmentos de roca, usualmente redondeados por abrasión, que son retenidos en el tamiz de 3ll (75 mm).

Grava. Es la fracción que pasa el tamiz de 3ll (75 mm) y es retenido en el tamiz N° 10 (2 mm).

Arena. Es la fracción que pasa el tamiz N° 10 (2 mm) y es retenido en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

El limo y la arcilla. Son partículas que pasan el tamiz N° 200 (0.075 mm).

Establece un rango del índice de plasticidad que diferencia a los suelos limosos de los suelos arcillosos.

El término limoso es aplicado a la fracción fina del suelo que tiene un índice de plasticidad de 10 o menos.

El término arcilloso es aplicado cuando la fracción fina tiene un índice de plasticidad de 11 o más.

Considera solo la porción de suelo que pasa a través del tamiz de 75 mm. Si existieran partículas mayores (guijarros y cantos rodados), estas son excluidas de la muestra de suelo que será clasificado, sin embargo el porcentaje de ese material debe ser medido y anotado junto con el resultado de la clasificación.

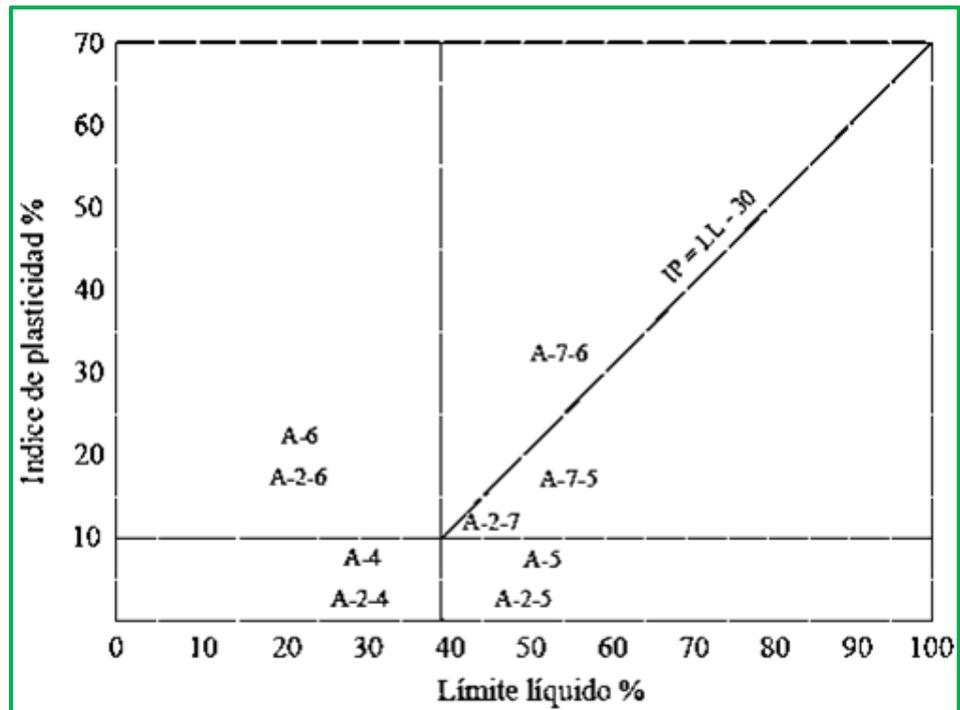


Fig 03. Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7 (NORMA ASTM, 2003)

Clasificación general	Materiales Granulares 35% o menos del total de la muestra pasa el tamiz N° 200						
	A-1		A-2		A-7		
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por tamices (Porcentaje que pasa por los tamices):							
N° 10 (2.00 mm.)	50 max						
N° 40 (0.425 mm.)	30 max	50 max	51 min				
N° 200 (0.075 mm.)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40							
Límite líquido				40 max	41 min	40 max	41 min
Índice de plasticidad			NP	10 max	10 max	11 min	11 min
Tipos de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Grava o arena limosa o arcilla			
(a)							
Clasificación general	Materiales limo - arcilla Mas del 35% del total de la muestra pasa por el tamiz N° 200						
Clasificación de grupo	A-4	A-5	A-6	A-7			
Análisis por tamices (porcentaje que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm.))	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.			
Características de fracción que pasa por N° 40 (0.425 mm.)							
Límite líquido	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.			
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 min	11 min.			
Tipos de materiales constituyentes significativos	Suelos limoso		Suelo arcillo				
Relación general como subgrado	Regular a pobre						
	^a Para A-7-5, $I_p \leq L_L - 30$ ^b Para A-7-6, $I_p > L_L - 30$						

Tabla 02. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS SISTEMA AASHTO (NORMA ASTM, 2003)

2.5.2.9. Exploración de Suelos

a) Pozos o Calicatas y Trincheras.

Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras serán realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420). El personal responsable deberá tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidentes.

b) Perforaciones Manuales y Mecánicas.

Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos insitu.

La profundidad recomendable es hasta 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica. Las perforaciones manuales o mecánicas tendrán las siguientes limitaciones:

Perforaciones mediante Espiral Mecánico.

Los espirales mecánicos que no dispongan de un dispositivo para introducir herramientas de muestreo en el eje, no deben usarse en terrenos donde sea necesario conocer con precisión la cota de los estratos, o donde el espesor de los mismos sea menor de 0,30 m.

Perforaciones por Lavado con Agua.

Se recomiendan para diámetros menores a 0,100 m. Las muestras procedentes del agua del lavado no deberán emplearse para ningún ensayo de laboratorio.

c) Toma de Muestras

Se distinguen dos tipos de muestras que se pueden obtener:

Muestra perturbadas.

Se obtienen en general de las paredes de los pozos y comprometen estratos determinados o bien la suma de algunos de ellos, como es el caso de la investigación de yacimientos. Estas muestras deben guardarse en bolsas impermeables y de resistencia adecuada. Cada bolsa debe identificarse clara e indeleblemente.

Muestras en bolsas: Las muestras en bolsas se toman con pala, barreta o cualquier otra herramienta de mano conveniente y se colocan en bolsas sin tratar de mantener al suelo en forma inalterada, estas muestras se usan para:

Análisis granulométrico.

Ensayos de plasticidad.

Ensayos de compactación – humedad óptima.

Ensayos de compactación CBR en laboratorio.

Muestra sin perturbar.

Este tipo de muestra se recorta de las paredes de los pozos y compromete estratos bien definidos. Después de cortadas deben revestirse con una capa de parafina sólida aplicada con brocha.

Es conveniente agregar alrededor de un 30% de cera virgen a la parafina sólida con el fin de que la capa protectora sea menos rígida. Si la consistencia de la muestra es relativamente blanda, debe rodearse de grasa y recubrir una vez más con parafina sólida y cera. Una vez dado el tratamiento anterior, debe colocarse en cajas de madera con aserrín u otro producto que actúe como amortiguador de golpes.

Las muestras sin perturbar deberán tomarse apenas excavadas las calicatas, en especial cuando se trate de suelos cuya estructura se ve afectada por los cambios de humedad. En todo caso, al tomar una muestra no perturbada, debe elegirse la pared de la calicata menos expuesta al sol y debe excavar el espesor superficial que haya sido afectado por los cambios de humedad.

No deben escatimarse esfuerzos en el embalaje adecuado de las muestras, ya que el grado de perturbación que se le ocasione a una muestra no perturbada es irreparable y lleva a resultados erróneos.

En las calicatas, es posible realizar ensayos en sitio tales como las pruebas de carga con placas, CBR, permeabilidades, medidas de densidad, etc. Las pruebas de carga pueden realizarse contra el fondo de la perforación o las paredes de la misma.

Cada vez que sea necesario realizar un ensayo en sitio en una calicata, la excavación deberá realizarse considerando este hecho, dado que este tipo de prueba obliga a tomar medidas especiales que determinan la forma de excavación. Es así como la toma de

densidades obliga a realizar éstas a medida que la excavación se realiza, o bien es necesario dejar bancos intermedios.

El muestreo es tan importante como el ensayo y se deben tomar las precauciones para obtener muestras que exhiban la naturaleza real y condiciones de los suelos que se representan. Salvo situaciones que exijan determinación de resistencia o consolidación, las muestras necesarias para diseño de superestructura de obras viales serán perturbadas.

2.5.2.10. Ensayos de laboratorio

a) Determinación del Contenido de Humedad

El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar y comprender el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

La humedad varía con la profundidad, dicha variación se manifiesta mediante el gráfico, en cuyas ordenadas se indica la profundidad "Z" de la toma de muestra y en las abscisas el contenido de humedad.

Objetivo:

Determinar el contenido de humedad de una muestra representativa del suelo natural.

Método

Equipo:

Recipiente para humedad (aluminio o lata)

Horno eléctrico (estufa) con control de temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$

Balanza de precisión.

Muestra:

Se utiliza parte del suelo extraído (alterado o inalterado)

Para lograr una determinación confiable del Contenido de Humedad, se recomienda utilizar cantidades mínimas de Muestra (muestra representativa).

Tamaño de partículas (mm)	Peso mín. muestra (gr)	
Nº 4 (4.75 mm)	100	
Nº 40 (0.42 mm)	10	50
12.5 mm	300	
50 mm	1000	

Procedimiento:

1. Se pesa una lata con su respectiva tapa (tamaño recomendable 5 cm. De diámetro, por 3 cm. de altura, ó 6.4 cm. por 4.4 cm.)
2. Colocar una muestra representativa de suelo húmedo en la lata y determinar el peso del recipiente + suelo húmedo ($W_{\text{tara+sh}}$). Si para determinar el peso se presentaría una demora de 3 a 5 minutos, es necesario colocar la tapa para mantener la humedad.
3. Luego de pesar la muestra húmeda, se retira la tapa y colocarla debajo del recipiente y coloque la muestra en el horno.
4. Después de 24 horas, se pesa la lata con el suelo seco ($W_{\text{tara+ss}}$), si la pesada no se realiza inmediatamente se debe colocar la tapa. Asegúrese de usar la misma balanza para todas las mediciones.
5. Determinar la cantidad de agua evaporada

$$W_w = (W_h - W_s)$$

6. Determinar el contenido de humedad mediante la siguiente expresión.

$$\omega\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

$\omega\%$: Contenido de humedad expresado en porcentaje

W_w : Peso del agua existente en la masa del suelo, en estado natural.

W_s : Peso de las partículas sólidas.

Recomendaciones:

Se recomienda usar el horno a 60°C, para no falsear la humedad en suelos que contienen cantidades significativas de materia orgánica, yeso o ciertos tipos de arcillas.

En la mayoría de los casos, el tiempo de secado varía dependiendo del tipo de suelo. Por ejemplo una muestra de arena puede secarse en sólo algunas horas, ciertas arcillas podrán tardar más de 24 horas. En caso de que el tiempo establecido sea insuficiente, la muestra continuará en el horno hasta obtener pesadas consecutivas constantes transcurridas 4 horas entre ellas.

Las muestras ensayadas para determinar la humedad, deberán ser descartadas y no se utilizarán en ningún otro ensayo.

b) Determinación De La Densidad In Situ (Peso Volumétrico De Un Suelo)

El ensayo permite obtener la densidad del terreno y así verificar los resultados obtenidos en faenas de compactación de suelos, en las que existen especificaciones en cuanto a la humedad y la densidad.

Entre los métodos utilizados, se encuentran el método del cono de arena, el del balón de caucho e instrumentos nucleares entre otros.

Tanto el método del cono de arena como el del balón de caucho, son aplicables en suelos cuyos tamaños de partículas sean menores a 50mm, utilizan los mismos principios, o sea, obtener el peso del suelo húmedo (W_{hum}) de una pequeña perforación hecha sobre la superficie del terreno y generalmente del espesor de la capa compactada. Obtenido el volumen de dicho agujero (Vol. Excavado), la densidad del suelo estará dada por la siguiente expresión:

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V_{ol.Exc.}} \left(\frac{gr}{cm^3} \right)$$

Metodo Volumétrico

Equipo y Muestra:

Se utiliza un cilindro de acero (molde proctor, muestreador),

Se determina su volumen interior.

luego se llena con una muestra inalterada (penetrando el cilindro al suelo inalterado).

Procedimiento:

1. Medición del volumen del cilindro vacío ($V_{cil.}$)
2. Pesarse el cilindro vacío ($W_{cil.}$)
3. Pesarse el cilindro lleno de suelo (W_{total})
4. Cálculo de la densidad aparente

$$\gamma_h = \frac{W_{cil.lleno\ con\ suelo} - W_{cil.vacío}}{V_{int.cil.}} = \frac{W_t - W_{cil.}}{V_m}$$

Metodo de Reemplazo de Arena:

Es uno de los métodos más utilizados. Representa una forma indirecta de obtener el volumen del agujero utilizando para ello, una arena estandarizada compuesta por partículas cuarzosas sanas, no cementadas, de granulometría redondeada y comprendida entre las mallas N°10 ASTM (2,0 mm.) y N°35 ASTM (0,5 mm.)

Equipo

Aparato cono de arena, compuesto por una válvula cilíndrica de 12.7 mm. de abertura, con un extremo terminado en embudo y el otro ajustado a la boca de un recipiente de aproximadamente 3785cm³ (1 galón). de capacidad. El aparato deberá llevar una placa base, con un orificio central de igual diámetro al del embudo.

Arena estandarizada, la cual deberá ser lavada y secada en horno hasta masa constante. Generalmente se utiliza arena de Ottawa, que corresponde a un material que pasa por la malla N° 20 ASTM (0,85 mm.) y queda retenida en la malla N° 30 ASTM (0,60mm.)

Dos balanzas, de capacidad superior a 10kg. y 1000gr, con precisión de 1gr. y de 0,01gr. Respectivamente.

Equipo de secado, podrá ser un hornillo o estufa de terreno.

Molde patrón de compactación de 6" de diámetro. y 944cc. De capacidad.

Herramientas y accesorios. Recipientes herméticos con tapa, martillo, cincel, tamices, espátula, brocha y regla metálica.

Muestra:

Se tomará según lo recomendado por la Norma ASTM.

Tamaño máx. de las partículas (mm)	Tamaño mín. de la perforación (cm2)	Tamaño máx. de la muestra para determinar la humedad
50	2800	1000
25	2100	500
12.7	1400	250
4.75	700	100

Procedimiento:

1. Determinación de la densidad (aparente) de la arena de reemplazo. Se pesa el molde de compactación (W) con su base ajustada y se verifica su volumen (V).

2. Se coloca el molde sobre una superficie plana, firme y horizontal, montando en el la placa base y el aparato de densidad, procurando que la operación sea similar a la que se desarrollará en el terreno. Luego se abre la válvula y se deja escurrir la arena hasta llenar el molde, se cierra la válvula, se retiran el aparato de densidad y la placa base y se procede a enrasar cuidadosamente el molde, sin producir vibración, registrando el peso del molde más la arena que contiene. Esta operación se repetirá hasta obtener, a lo menos, tres pesadas que no difieran entre sí más de un 1%. Promediando los valores, se obtiene el peso del molde con arena (W_a) y se determina la densidad aparente suelta de la arena.

$$D_a = \frac{W_a}{V_m}$$

Dónde:

D_a : Densidad aparente de la arena

W_a : Peso de la arena en el molde

V_m : Volumen del molde proctor

3. Determinación del peso de arena necesario para llenar el cono mayor y el espacio de la placa base. Se llena el aparato de densidad con arena registrando el peso del conjunto

(W_t). Luego se coloca la placa base sobre una superficie plana, firme y horizontal, montando en ella el aparato de densidad. Se abre la válvula y se espera hasta notar que la arena ha parado de fluir, momento en el cual se cierra la válvula. Finalmente se registra el peso del aparato de densidad más la arena remanente (W_r). Esta operación se repetirá para obtener un segundo valor que se promediará con el anterior y por diferencia de pesos se obtendrá la masa de arena que llena el cono mayor y el espacio de la placa base (W_e).

4. Determinación del volumen del hoyo. Nivelada la superficie a ensayar, se coloca la placa base y se procede a excavar un agujero dentro de la abertura de ésta. El volumen de suelo más o menos a remover, será el indicado en la tabla siguiente, la cual está en función del tamaño máximo de las partículas del suelo. Este material extraído será depositado dentro de un recipiente hermético. Luego se pesa el aparato de densidad con el total de arena (W_t), el que es puesto en seguida sobre la abertura de la placa base y se abre la válvula dejando escurrir la arena hasta que se detenga, momento en el cual se cierra la válvula y se determina el peso del aparato de densidad más la arena remanente (W_r). Finalmente, se recupera la arena de ensayo desde dentro del agujero y se coloca en un envase aparte, de modo de reacondicionarla para poder volver a utilizarla en otra toma de densidad.

5. Determinación de la masa seca de material extraído. El material removido se deposita en un recipiente hermético al que previamente se le determinó su peso (W_r). El conjunto se pesa para obtener el peso del material más el recipiente (W_{sh+r}). Luego, dentro del recipiente se mezcla el material y se obtiene una muestra representativa (W_h) según la tabla anterior, para determinar mediante secado a estufa en terreno, el peso de la muestra seca (W_s) y por ende su humedad ($W\%$). Finalmente, se extrae otra muestra representativa la que se deposita dentro de un envase sellado para obtener la humedad en laboratorio, la que se compara con la del terreno.

Recomendaciones:

Generalmente es deseable contar con una arena uniforme o de un solo tamaño para evitar problemas de segregación, de modo que con las condiciones de vaciado pueda lograrse la misma densidad, del suelo que se ensaya.

En el momento de ensayo, en el terreno, se debe evitar cualquier tipo de vibración en el área circundante, ya que esto puede provocar introducir un exceso de arena en el agujero.

En suelos en que predominan las partículas gruesas es recomendable determinar la humedad sobre el total del material extraído.

c) Análisis granulométrico por tamizado

La clasificación de los suelos para usar de ingeniería es universalmente acostumbrado utilizar algún tipo de análisis granulométrico. Una parte importante de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras, aéreo pistas, presas de tierra, diques, y otro tipo de terraplenes en el análisis granulométrico.

La información obtenida del análisis granulométrico puede en ocasiones utilizarse para producir movimientos del agua a través del suelo.

El análisis granulométrico en un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de gramo presente en una masa de suelo dada. Obviamente para obtener un resultado significativo de la muestra debe ser “Estadísticamente Representativa” de la masa del suelo. En la práctica solamente solo se agrupa a los materiales por rangos de tamaño (Tamaño Nominal).

Objetivo

Este ensayo tiene por finalidad observar las diferentes graduaciones que tiene un material, para que en caso de no reunir las condiciones técnicas especificadas en las normas, se haga un reajuste o un acondicionamiento de los materiales a fin de obtener la granulometría deseada y así cumplir con las especificaciones recomendadas.

Tamaño De La Muestra De Suelo (ASTM D1140-54)

Diámetro nominal de partícula mayor Peso mínimo aproximado de muestra en gr.

TAMIZ N° 10	200 gr.
TAMIZ N° 14	500 gr.
3/4 pulg.	1500 gr.

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían:

MALLA	(mm)
5"	127.000
4"	101.600
3"	76.200
2 1/2"	63.500
2"	58.800
1 1/2"	38.100
1"	25.400
3/4 "	9.050
1/2"	12,700
3/8"	9,525
1/4"	6,350
Nº 4	4,760
Nº 6	3,360
Nº 8	2,380
Nº 10	2,000
Nº 16	1,190
Nº 20	0,840
Nº 30	0,590
Nº 40	0,420
Nº 50	0,297
Nº 60	0,250
Nº 80	0,177
Nº 100	0,149
Nº 200	0,074

Todos los sistemas de clasificación utilizan el tamiz Nº 200 como punto divisoria. Las clasificaciones se basan generalmente en términos de la cantidad retenida o la cantidad que pasa a través del tamiz Nº 200.

Ocasionalmente es deseable conocer la escala aproximada de partículas que pasa el tamiz N° 200. cuando se presenta se efectúa el “análisis granulométrico – método del hidrómetro.

La información obtenida del análisis granulométrico se presentan en forma de curva. Para poder comparar suelos y visualizar más fácilmente la distribución de los tamazo de granos presentes y como una masa de suelo típica puede tener partículas que varíen entre tamaños de 2.00 mm y 0,0075 la mas pequeña (Tamiz N° 200) por lo cual sería necesario recurrir a una escala muy grande para poder dar el mismo peso y precisión de lectura a todas las medidas, es necesario recurrir a la representación logarítmica para los tamaños de partículas.

Cuando menor del 10% al 15% del material pasa a través del tamiz N° 10 (2.00 mm) no es deseable o práctico para estos suelos (grasa o arena grasosa) el procedimiento de lavado a través del tamiz. El lavado es usualmente innecesario cuando sólo 5 a 10% pasa a través del tamiz 100 (0,150 mm).

Para suelos arenosos con granos finos, se recomienda dos series de tamices de orden de arriba hacia abajo) como siguen:

SERIE TIPICA DE TAMICES		SERIE ALTERNATIVA DE TAMICES	
TAMIZ N°	ABERTURA (mm)	TAMIZ N°	ABERTURA (mm)
<i>Tapa</i>		<i>Tapa</i>	
4	4.78	4	
10	2.00	10	
20	0.850	30	0.600
40	0.425	50	0.300
60	0.250	100	0.150
140	0.106	200	0.075
200	0.075	Bandeja	
Bandeja			

Equipo.

Un juego de tamices normalizados según la tabla anterior.

Dos balanzas: con capacidades superiores a 20 kg. y 2000 gr. Y precisiones de 1gr. y 0,1gr. Respectivamente.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Un vibrador mecánico.

Herramientas y accesorios. Bandeja metálica, recipientes plásticos y escobilla.

Procedimiento

Se homogeniza cuidadosamente el total de la muestra en estado natural (desmenuzándola con un mortero), tratando de evitar romper sus partículas individuales, especialmente si se trata de un material blando, piedra arenosa u otro similar.

Se reduce por cuarteo una cantidad de muestra levemente superior a la mínima recomendada según el tamaño máximo de partículas del suelo.

Tamaño máx. de partículas (mm)	Cantidad mín. A ensayar (Kg.)
4.75	0.5
25	10.0
50	20.0
80	32.0

Se seca el material dentro de un horno a una temperatura de 110°C , hasta conseguir pesadas consecutivas constantes en la muestra. Cuando esté seca, se obtiene la cantidad mínima recomendada o peso de la muestra (W_m) a ensayar según la tabla anterior.

Inmediatamente obtenido el tamaño de muestra a ensayar, se pesa y se lava con el fin de eliminar todo el material fino menor a 0,075 mm. Para esto, se remoja el suelo en un recipiente con agua hasta que las partículas más finas se suelten, en seguida se lava el suelo colocando como filtro la malla N° 200 ASTM (0,075 mm.), hasta observar que el agua utilizada salga limpia. El material retenido en la malla se deposita en una bandeja y se coloca al horno durante 24 horas. Cumplido el tiempo de secado y una vez enfriada la muestra, se pesa (W_m después lavado).

A continuación, se deposita el material en un juego de tamices, los que deberán encontrarse limpios y ordenados en forma decreciente los mayores arriba hasta los diámetros inferiores abajo. El juego deberá contar de una tapa en la parte superior y una bandeja de residuos en la inferior.

Se hace vibrar el conjunto durante 5 a 10 minutos, tiempo después del cual se retira del vibrador y se registra el peso del material retenido en cada tamiz. Sumar estos pesos (W_f , peso final o después del ensayo) y comparar con el peso inicial o peso de la muestra seca después del lavado, con el cual se inicio el cribado. Esta operación permite detectar cualquier pérdida de suelo durante el proceso de tamizado. Si se tiene una pérdida de más del 2% con respecto al peso original, se considera que el experimento no es satisfactorio y por consiguiente debe repetirse.

Calcular el porcentaje en cada tamiz. Así mismo calcular el porcentaje que pasa, comenzando por el 100% y sustraer el porcentaje retenido en cada malla como un proceso acumulativo.

Cada integrante del grupo debe hacer una gráfica semilogarímic del tamaño de la partícula vs porcentaje que pasa. Si menos del 12% del material pasa a través del tamiz N° 200, es necesario calcular el C_u y C_c .

ANÁLISIS SOBRE LAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo, constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños.

El ortodoxo Allen Hazen denominó diámetro efectivo, D_{10} , al que corresponde o significa que el 10% en la curva acumulativa, concediéndole un papel predominante en la permeabilidad del suelo. Hay que tener cuidado, pues esta definición del diámetro efectivo, solo se refiere a arenas.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Alle Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

En donde:

D₆₀: Es el tamaño de partícula que corresponde al 60% en peso.

D₁₀: Es el tamaño tal que corresponde al 10% en peso, del suelo.

Para mejor conocimiento y evaluación del suelo es necesario definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

En donde:

D₃₀: Es el tamaño de partícula que corresponde al 30% en peso.

Los suelos con $C_u < 3$ se considera muy uniformes, el coeficiente de curvatura (C_c) tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

d) Límites de consistencia o límites de Atterberg.

Los límites de consistencia fueron propuestos el científico sueco A. Atterberg, nosotros podemos considerar que los LL y LP han sido y son ampliamente utilizados a nivel mundial, principalmente para la identificación y clasificación de los suelos, ambos también son útiles para predecir la máxima densidad seca o el óptimo contenido de humedad en los problemas de compactación. El LC, es importante en las zonas donde el suelo sufre grandes cambios de volumen. Los límites de adhesión y cohesión no tienen relevancia en el campo de la ingeniería civil.

1. Determinación del límite líquido (LL).

Hoy en día se emplea el equipo ideado por A. Casagrande es un equipo mundialmente usado, compuesto por una copa o cápsula de latón, articulada por un extremo, que sube y baja por la acción de hacer girar una manivela, la altura de caída de la copa se ajusta para que sea exactamente 1 centímetro, la copa se golpea sobre una base de caucho duro. Adicionalmente se debe contar con la presencia de dos ranuradores, uno tipo ASTM generalmente utilizado para suelos poco plásticos y otro tipo Casagrande, los cuales sirven para hacer ranuras en la muestra que se colocará sobre la copa.

El material (suelo) que se utiliza para la prueba debe pasar la malla N° 40 (0.420 mm), antes de la prueba, el suelo se amasa y se deposita en la copa, se hace una ranura en el centro de la muestra de suelo, Luego entonces se gira la manivela y se cuenta el numero de golpes que la copa cae sobre la base de caucho, hasta que la ranura se cierre en unos 12 mm de longitud. Se toma un poco de suelo de alrededor de la ranura y se determina su contenido de humedad. Se repite la operación tres a cuatro veces añadiendo agua o amasando con la finalidad que se deshidrate la muestra, no agregar suelo seco, hasta que se hagan dos mediciones de la humedad para consistencias correspondientes a menos de 25 golpes, y otras dos mediciones para un numero mayor. Los resultados se grafican tomando en abscisas el numero de golpes (NG) en escala logarítmica, y como ordenadas el contenido de humedad correspondiente, se obtienen puntos que definen una línea que generalmente es una recta. La intersección de esta línea con la vertical correspondiente a 25 golpes da el contenido de humedad al que se denomina Límite líquido (LL).

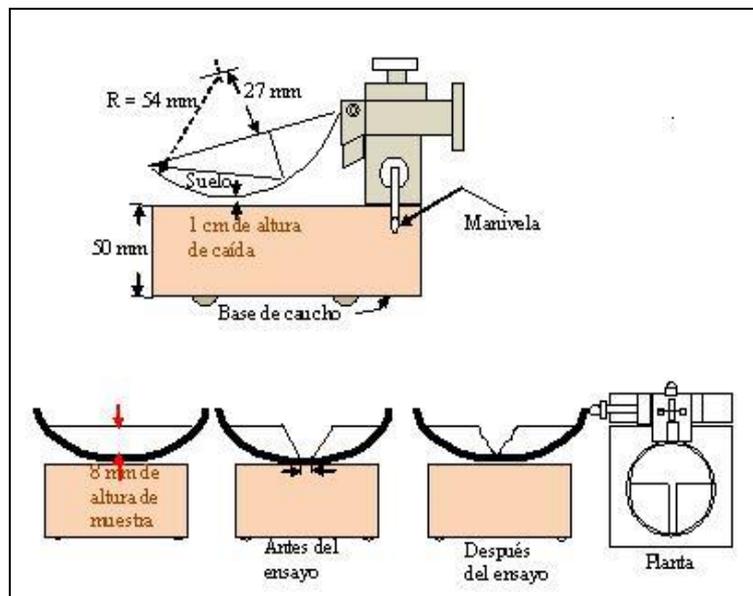


Fig 04. Partes de la copa de Casagrande.

Procedimiento de cálculo:

1. Del laboratorio se obtiene los pesos del suelo húmedo (W_{sh}), peso del suelo seco (W_{ss}), peso del tarro (W_{tarro}) y número de golpes (NG) en el ensayo del Límite líquido.
2. En gabinete se determina los pesos: del agua (W_w) y porcentaje de humedad ($w\%$).
3. Se procede a graficar en un sistema de coordenadas, el contenido de humedad en el eje de ordenadas en escala natural, el NG en el eje de abscisas en escala logarítmica. Se obtienen puntos de coordenadas (NG, $w\%$) deben generar una línea recta. El Límite

líquido quedará determinado por el punto de intersección de esta línea, con la perpendicular al eje de las abscisas en el valor correspondiente a 25 golpes.

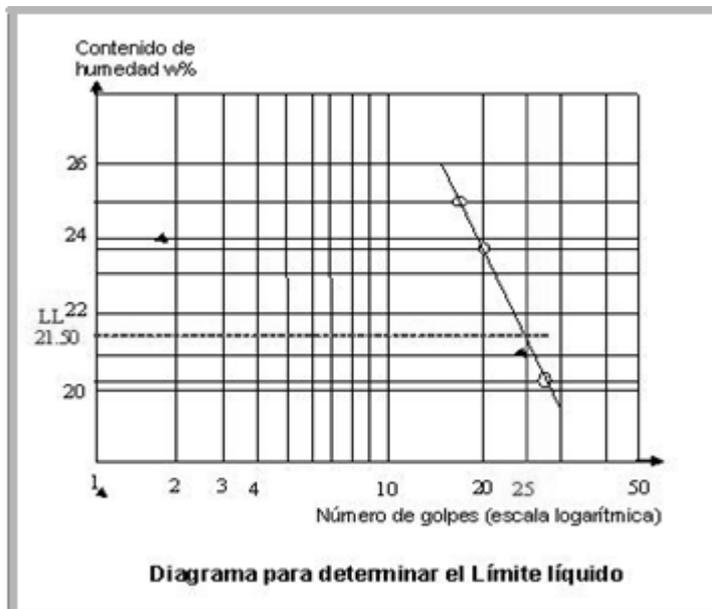


Fig 05. Diagrama para determinar el Limite Liquido.

2. Determinación del limite Plástico (LP)

El límite plástico se determina moldeando un poco de suelo plástico (20 gr aproximadamente), haciendo rodar con la mano sobre una placa de vidrio en cilindros o rollitos de 3 mm (velocidad de 80 a 90 movimientos por minuto), dichos cilindros de suelo que se forman y doblan rodando de nuevo; se pierde con ello cierta humedad. Esta operación debe repetirse hasta que los cilindros no puedan rodarse sin antes desmoronarse, en este momento el diámetro debe ser aproximadamente de 3 mm. Entonces se determina el contenido de humedad pesando los cilindros de suelo, secándolos en un horno y volviéndolos a pesar. Se admite que este contenido de agua representa el Límite Plástico (LP) del suelo ensayado.

3. Determinación del Índice plástico (IP).

El índice plástico queda determinado por la diferencia entre el Límite líquido y el Límite plástico:

$$IP = LL - LP \dots\dots\dots(1)$$

e) Determinación del peso específico relativo de los Sólidos.

El peso específico de un suelo (γ_s) se define como el cociente entre el peso al aire de las partículas sólidas y el peso, al aire, de un volumen igual de agua destilada, considerando igual temperatura y el mismo volumen.

La gravedad específica de un suelo (S_s) se define como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C. La S_s se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

Donde:

γ_s : Peso específico de los sólidos (gr/cm³)

γ_o : Peso específico del agua a 4°C (gr/cm³)

De esta forma, la gravedad específica puede ser calculada utilizando cualquier relación de peso de suelo (W_s) al peso del agua (W_w), siempre y cuando se consideren los mismos volúmenes, como se observa en la siguiente expresión:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{fo} - W_{fos}} = \frac{W_s}{W_o}$$

EQUIPO:

Suministro de agua desaireada con temperatura estabilizada.

Frasco volumétrico de 250 o 500 ml

Bomba de vacíos o aspirador para producir vacío.

Mortero y mango para mortear

Balanza de precisión 0.1 gr.

Termómetro.

Desecador.- con un diámetro Aprox. De 200 mm.

Horno.- Capas de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$

Opcional: Recipiente de agua helada y mezclador mecánico de refrescos.

Con anterioridad a la practica (1día antes), se debe recolectar y desairear una cantidad suficiente de agua común o destilada, cerca de 1000 ml cada grupo, utilizar agua común,

agua caliente, y/o agua helada para efectuar una estabilización en la temperatura del agua.

PROCEDIMIENTO:

1. Mezclar de 100 a 120 gr. de suelo secado al aire o al horno con agua en un recipiente evaporador hasta formar una pasta cremosa. Si no se utiliza un mezclador eléctrico, remojar el suelo entre 20 y 30 minutos (la ASTM recomienda 12 horas, para muestras secadas al horno).

2. Opcional: Transferir la pasta al vaso mezclador eléctrico de refrescos y añadir agua hasta formar una mezcla de cerca de 200ml de suelo-agua. Batir estas mezclas durante 5 a 10 minutos. Si se hace este paso, es necesario utilizar un matraz (de 500 ml)

3. Se pesa el frasco vacío (W_f) y se registra, luego se llena con agua de desaireada (hasta la marca de 500 ml), tener mucho cuidado en no introducir aire nuevamente por agitación excesiva, como alternativa, es posible aplicar vacío por unos cuantos minutos después de haber llenado el frasco hasta los $\frac{3}{4}$ de su capacidad y luego llenar hasta la marca y registrar (W_{fW} = Peso del frasco con agua), el cuello del frasco debe estar seco, se registra la $T^{\circ}C$ de modo que la mezcla agua suelo se encuentre a la misma temperatura aproximadamente dentro de $1^{\circ}C$, esta operación puede hacerse mientras el suelo está siendo mezclado. Este paso se puede omitir si existe una curva de calibración del frasco.

4. Luego de 15 a 30 minutos, transferir el suelo saturado del plato evaporador al frasco volumétrico. Tener cuidado que no queden partículas de suelo en el recipiente evaporador, añadir agua con temperatura estabilizada para completar los $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$ de la capacidad y luego se agita el matraz con la mano.

$$W_{total} = W_{f\ vacio} + W_s$$

$$W_{\omega} = W_{total} - W_{f\omega s}$$

5. Conectar el frasco a la bomba de vacío por un tiempo de unos 10 minutos, durante este tiempo agitar suavemente la mezcla moviendo cuidadosamente el frasco. Observar

que la reducción en la presión del aire dentro del frasco produce “ebullición” del agua. La eficiencia del vacío es verificable de la siguiente manera:

1. Luego de aplicar vacío al frasco por 10 minutos a la mezcla suelo-agua.
2. Llenar el frasco hasta unos 20 mm por debajo de la marca del frasco con agua desaireada y con temperatura estabilizada.
3. Se vuelve aplicar vacío por varios minutos y marcando con un lápiz de color adecuado el nivel del agua en el cuello del frasco.
4. Retirando cuidadosamente la tapa para romper el vacío y si el nivel de agua sube más de 3 mm, el desaireamiento será suficiente.

5. Cuando el proceso de desaireamiento se haya completado, se afora el frasco hasta la marca de 500 ml (base del menisco se encuentre en la marca), secar el cuello por encima de la marca con papel secante enrollado. Luego se pesa y se obtiene el peso del frasco con agua y muestra (W_{fws}) asegúrese que la $T^{\circ}C$ esté dentro de $1^{\circ}C$ con respecto a la utilizada al medir W_{fw}

6. Cálculo de la gravedad específica.

$$G_s = \frac{W_s}{W_s + W_{f\omega} - W_{f\omega s}}$$

7. Repetir la secuencia (pasos 1 a 9) para valores adicionales de S_s , hasta tener valores dentro de un rango del 2%:

$$\frac{\text{Mayor valor de } S_s}{\text{Menor valor de } S_s} \leq 1.02$$

para el factor de corrección.

T°C	α	Densidad (γ en gr/cm^3)
16	1.0007	0.99897
18	1.0004	0.99862
20	1.0000	0.99823
22	0.9990	0.99780
24	0.9996	0.99732
26	0.99681	0.99681

f) Ensayo De Corte Directo

Objetivo

Tiene por objeto establecer el procedimiento de ensayo para determinar la resistencia al corte de una muestra de suelo consolidada y drenada, por el método del corte directo. Este ensayo puede realizarse sobre todos los tipos de suelos, con muestras inalteradas y remoldeadas

El ensayo consiste en:

Colocación de la muestra en el dispositivo de corte.

Aplicación de una carga normal.

Disposición de los medios de drenaje y humedecimiento de la muestra.

Consolidación de la muestra.

Liberación de los marcos que sostienen la muestra.

Aplicación de la fuerza de corte para hacer fallar la muestra.

Aparatos

Dispositivo de carga. El dispositivo de carga debe ceñirse a lo siguiente. Sostener la probeta con seguridad entre dos piedras porosas colocadas una en cada cara, de tal manera que no se presenten movimientos de torsión sobre ella.

Estar provisto de los dispositivos necesarios para:

Aplicar una fuerza normal en las caras de la muestra.

Determinar los cambios en el espesor de la muestra.

Drenar el agua a través de las piedras porosas.

Sumergir la muestra en agua.

Ser capaz de aplicar una fuerza de corte para hacer fallar la muestra a lo largo de un determinado plano (corte único) o de planos (corte doble) paralelos a las caras de la muestra.

Los marcos que sostienen la probeta deben ser lo suficientemente rígidos para evitar su deformación durante el corte.

Las diferentes partes del dispositivo deben ser de un material resistente a la corrosión por sustancias contenidas en el suelo o por la humedad del mismo.

Piedras porosas. Las piedras porosas deben ceñirse a lo siguiente:

Deben ser de carburo de silicio, óxido de aluminio o de un metal que no sea susceptible a la corrosión por sustancias contenidas en el suelo o la humedad del mismo.

Dependiendo del tipo de suelo que se va a ensayar, las piedras porosas deben tener la calidad adecuada para desarrollar el contacto necesario con la muestra y, además, deben evitar la intrusión excesiva de partículas de suelo dentro de sus poros.

Para ensayos con suelos normales, la calidad de las piedras debe permitir una permeabilidad de 0.5 mm/s a 1 mm/s.

Dispositivo para la aplicación de la fuerza normal. Debe estar capacitado para aplicar rápidamente la fuerza especificada sin excederla y para mantenerla con una variación máxima de ± 1 % durante el proceso de ensayo.

Dispositivo para la aplicación de la fuerza de corte.

La capacidad depende más que todo del tipo de control: con control de deformaciones o con control de esfuerzos. Se prefiere generalmente el primero por la facilidad para determinar, tanto el esfuerzo último, como la carga máxima.

El equipo con control de deformaciones debe tener la capacidad para cortar la muestra a una velocidad de desplazamiento uniforme, con una desviación de ± 10 % y debe permitir el ajuste de la velocidad de desplazamiento dentro de un rango más o menos amplio.

La velocidad de aplicación de la carga, depende de las características de consolidación del suelo. Se logra usualmente por medio de un motor con caja de transmisión y la fuerza de corte se determina por medio de un indicador de carga.

Si se usa el equipo con control de esfuerzos, debe ser capaz de aplicar la fuerza de corte sobre la muestra con incrementos de carga y grado de precisión.

Equipo para el corte de la muestra. Debe ser adecuado para tallar la muestra de acuerdo con las dimensiones interiores de la caja de corte con un mínimo de alteración. Puede necesitarse un soporte exterior para mantener en alineamiento axial una serie de 2 o 3 anillos.



Fig 06. Instrumento De Corte Directo

Otros:

Balanza. Debe tener una sensibilidad de 0.1 g o 0.1 % del peso de la probeta.

Deformímetros o diales. Deben ser adecuados para medir los cambios en el espesor de la muestra con una sensibilidad de 0.002 mm (0.0001") y la deformación con sensibilidad de 0.02 mm (0.001").

Estufa u Horno de secado. Capaz de mantenerse a 110 ± 5 °C (230 ± 9 °F)

Recipientes para muestras de humedad.

Equipo para el remoldeo o compactación de probetas.

Misceláneos. Incluyen: cronómetro, sierra de alambre, espátula, cuchillos, enrasadores, agua destilada y demás elementos necesarios.

Muestra

Preparación de Los Especímenes

Si se usa una muestra inalterada, debe ser suficientemente grande para proveer un mínimo de tres muestras idénticas.

La preparación de la muestra debe efectuarse de tal manera que la pérdida de humedad sea insignificante.

La muestra se talla sobre medida para las dimensiones del dispositivo de corte directo.

Para muestras inalteradas de suelos sensibles, debe tenerse extremo cuidado al labrar las muestras, para evitar la alteración de su estructura natural.

Se determina el peso inicial de la muestra para el cálculo posterior del contenido inicial de humedad de acuerdo con la norma.

Si se utilizan muestras de suelos compactados, la compactación debe hacerse con las condiciones de humedad y peso unitario deseados. Se puede efectuar directamente en el dispositivo de corte, en un molde de dimensiones iguales a las del dispositivo de corte o en un molde mayor para recortarlas.

El diámetro mínimo de las muestras circulares o el ancho mínimo para muestras rectangulares debe ser alrededor de 50 mm (2").

Para minimizar las alteraciones causadas por el muestreo, el diámetro de las muestras obtenidas de tubos saca muestras debe ser, por lo menos, 5 mm (1/5") menor que el diámetro del tubo.

El espesor mínimo de la muestra de ensayo, debe ser alrededor de 12 mm (1/2"), pero no menor de un sexto el tamaño máximo de las partículas del suelo.

La relación mínima diámetro/espesor o ancho/espesor, según la muestra, debe ser 2:1.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Se ensambla la caja de corte con los marcos alineados y se bloquea. Se aplica una capa de grasa entre los marcos para lograr impermeabilidad durante la consolidación y reducir la fricción durante el corte.

Se introduce la muestra de ensayo con sumo cuidado. Se conecta el dispositivo de carga y se ajusta el dial para medir tanto la deformación durante el corte, como el cambio del espesor de la muestra y luego se determina el espesor inicial. La costumbre de humedecer las piedras porosas antes de la colocación y aplicación de la fuerza normal sobre las muestras, dependerá del tipo de problema en estudio. Para muestras inalteradas obtenidas bajo el nivel freático, deben humedecerse las piedras.

Para suelos expansivos se debe efectuar el humedecimiento después de la aplicación de la fuerza normal, para evitar expansiones que no son representativas de las condiciones de campo.

Se debe permitir una consolidación inicial de la muestra bajo una fuerza normal adecuada.

Después de aplicar la fuerza normal predeterminada, se llena el depósito de agua hasta un nivel por encima de la muestra, permitiendo el drenaje y una nueva consolidación de la misma. El nivel del agua se debe mantener durante la consolidación y en las fases siguientes de corte de tal manera que la muestra esté saturada en todo momento.

La fuerza normal que se aplique a cada una de las muestras depende de la información requerida. Un solo incremento de ella puede ser apropiado para suelos relativamente firmes.

Para los demás suelos pueden ser necesarios varios incrementos con el objeto de prevenir el daño de la muestra. El primer incremento dependerá de la resistencia y de la sensibilidad del suelo. En general, esta fuerza no debe ser tan grande que haga fluir el material constitutivo de la muestra por fuera del dispositivo de corte.

Durante el proceso de la consolidación deben registrarse las lecturas de deformación normal, en tiempos apropiados, antes de aplicar un nuevo incremento de la fuerza.

Cada incremento de la fuerza normal debe durar hasta que se complete la consolidación primaria. El incremento final debe completar la fuerza normal especificada.

Se representan gráficamente las lecturas de la deformación normal contra el tiempo.

Corte de la muestra. Luego de terminada la consolidación se deben soltar los marcos separándolos aproximadamente 0.25 mm (0.01"), para permitir el corte de la muestra.

Se debe aplicar la fuerza de corte lentamente para permitir la disipación completa del exceso de presión de poros.

Se continúa el ensayo hasta que el esfuerzo de corte sea constante, o hasta que se logre una deformación del 10 % del diámetro o de la longitud original.

En el ensayo con control de esfuerzos, se comienza con incrementos de la fuerza de corte de aproximadamente un 10 % de la máxima estimada.

Antes de aplicar un nuevo incremento, se permitirá por lo menos un 95 % de consolidación bajo el incremento anterior.

Cuando se ha aplicado del 50 % al 70 % de la fuerza de falla estimada, los nuevos incrementos serán de la mitad del valor de los aplicados hasta ese momento, o sea el 5 % de la máxima fuerza

En la proximidad de la falla, los incrementos de la fuerza pueden ser iguales a un cuarto del incremento inicial (2.5 % de la fuerza normal de corte estimada).

Se debe llevar registro de la fuerza de corte aplicada y la deformación normal y de corte para intervalos convenientes de tiempo. Con preferencia, el incremento de la fuerza de corte debe ser continuo.

Terminado el ensayo, se remueve la muestra completa de la caja de corte, se seca en la estufa determina el peso de los sólidos.

CÁLCULOS

Calcúlense los siguientes valores:

Contenido inicial de humedad.

Peso unitario seco inicial y peso unitario húmedo inicial.

Esfuerzos de corte.

Relación de vacíos antes y después de la consolidación y después del ensayo de corte, si se desea.

Los grados de saturación inicial y final, si se desea.

2.5.2.11. Capacidad Portante

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.

Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

De manera análoga, la expresión capacidad portante se utiliza en las demás ramas de la ingeniería para referir a la capacidad de una estructura para soportar las cargas aplicadas sobre la misma.

Capacidad de carga a corto y a largo plazo

Las propiedades mecánicas de un terreno suelen diferir frente a cargas que varían (casi) instantáneamente y cargas cuasipermanentes. Esto se debe a que los terrenos son porosos, y estos poros pueden estar total o parcialmente saturados de agua. En general los terrenos se comportan de manera más rígida frente a cargas de variación cuasinstantánea ya que éstas aumentan la presión intersticial, sin producir el desalojo de una cantidad apreciable de agua. En cambio bajo cargas permanentes la diferencia

de presión intersticial entre diferentes partes del terreno produce el drenaje de algunas zonas.

En el cálculo o comprobación de la capacidad portante de un terreno sobre el que existe una construcción debe atenderse al *corto plazo (caso sin drenaje)* y al *largo plazo (con drenaje)*. En el comportamiento a corto plazo se desprecian todos los términos excepto la cohesión última, mientras que en la capacidad portante a *largo plazo (caso con drenaje)* es importante también el rozamiento interno del terreno y su peso específico.

2.5.2.12. Capacidad de Carga Según Karl Terzaghi

Aquel investigador fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Según el autor una cimentación se puede considerar superficial si la profundidad de cimentación es menor o igual que el ancho de la misma $D_f \leq B$. Sin embargo, estudios posteriores argumentan que cimentaciones con D_f igual a 3 ó 4 veces el ancho de la misma pueden ser definidas también, como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió para una cimentación corrida (relación ancho-longitud tiende a cero), $B \leq L$ la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede interpretarse según la Fig. 07. Notar que es el caso de falla general por corte.

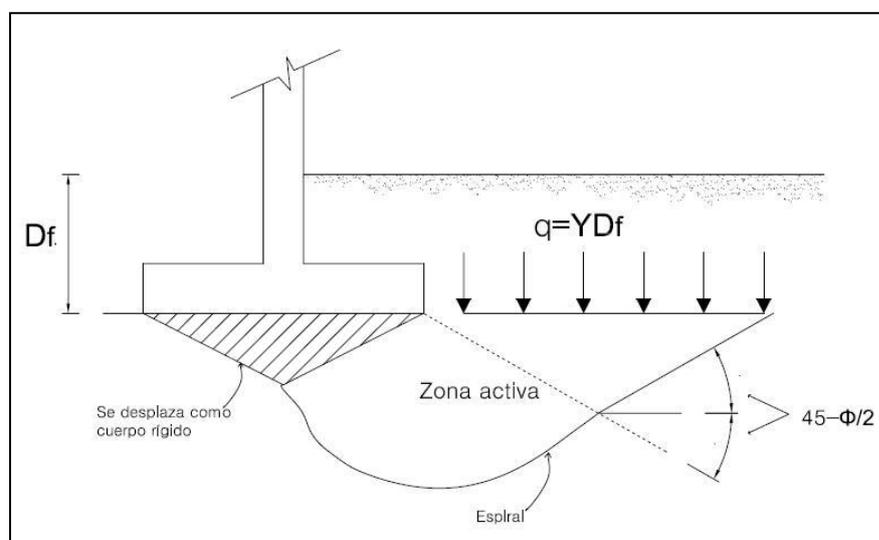


Fig 07. FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA EN SUELO BAJO UNA CIMENTACIÓN CORRIDA.

El efecto del suelo sobre el fondo de cimentación, puede ser reemplazado por una sobre carga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$; donde γ = peso específico del suelo.

La zona de falla bajo la cimentación puede fraccionarse en tres sub-zonas:

La zona triangular o cuña, inmediatamente bajo la cimentación.

La zona activa.

La zona pasiva

Notar que, las zonas activa y pasiva se repiten en ambos extremos de la cuña.

Usando el análisis de equilibrio, la capacidad de carga última se expresa:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad \text{cimentación corrida} \quad (a)$$

Donde:

C = Cohesión del suelo

γ = Peso específico

D_f = Profundidad de desplante.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensional en función del ángulo de fricción del suelo

Para diferentes geometrías de cimentaciones se obtuvo las siguientes expresiones:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma B N_\gamma \dots\dots \text{cimentación cuadrada...} \quad (b)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.6\gamma B N_\gamma \dots\dots\dots \text{cimentación circular.....} \quad (c)$$

En la ecuación para cimentación cuadrada, B es la dimensión de cada lado y para la cimentación circular B , es el radio.

También varios autores han determinado fórmulas matemáticas para el cálculo de los factores de capacidad de carga entre ellos Reissner (1924) presentó expresiones tales como:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \frac{\varphi}{2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

El factor de capacidad soporte N_y es muy discutido por varios autores ya que este factor es influenciado por otros parámetros como el ángulo de fricción y la rugosidad propia de la cimentación. En la práctica de la ingeniería existe una marcada preferencia por utilizar N_y de Caquot y Keresil (1953).

$$N_y = 2.0(N_q + 1) \tan \varphi$$

Para cimentaciones que exhiben falla local o punzonamiento por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones en los parámetros (φ, C) es decir sustituirlos por (φ', C') en las ecuaciones (a, b, c).

$$\varphi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \varphi \right), \quad C' = \frac{2}{3} C$$

N'_c, N'_q, N'_y = factores de capacidad de carga modificado, tales se calculan ingresando con el ángulo de fricción y cortando las curvas segmentadas en el ábaco que se visualiza a continuación.

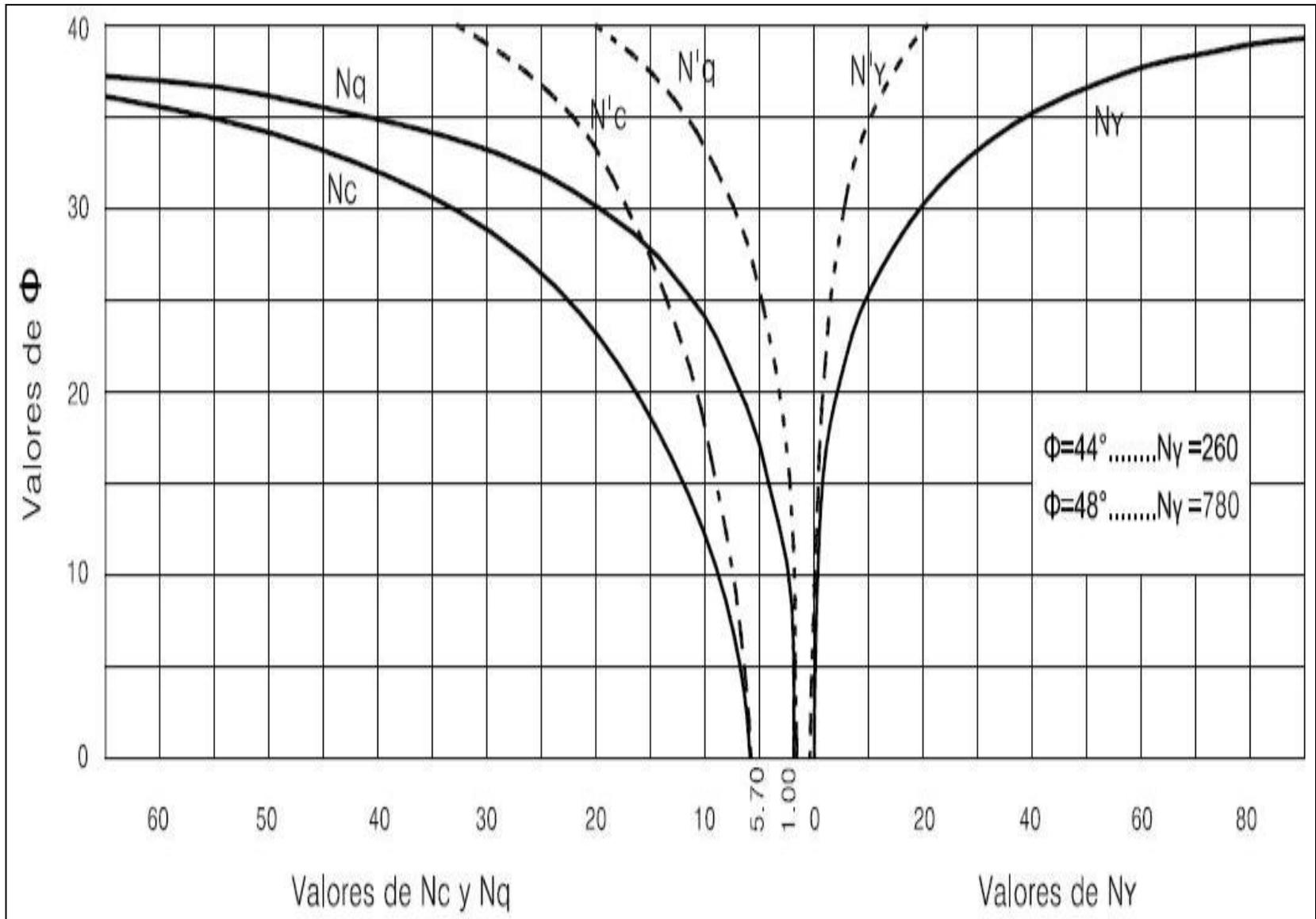


Fig 08. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DADOS POR TERZAGHI

2.5.2.13. Cimentaciones

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados (excepto en suelos rocosos muy coherentes).

La cimentación es importante porque es el grupo de elementos que soportan a la superestructura. Hay que prestar especial atención ya que la estabilidad de la construcción depende en gran medida del tipo de terreno.

Tipos de cimentación

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación.

Cimentaciones superficiales o directas

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En este tipo de cimentación, la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal.

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

Cimentaciones ciclópeas.

Zapatas.

Zapatas aisladas.

Zapatas corridas.

Zapatas combinadas.

Losas de cimentación.

Cimentaciones semiprofundas

Pozos de cimentación o caissons: Son en realidad soluciones intermedias entre las superficiales y las profundas, por lo que en ocasiones se catalogan como semiprofundas. Algunas veces estos deben hacerse bajo agua, cuando no puede desviarse el río, en ese caso se trabaja en cámaras presurizadas.

Arcos de ladrillo sobre machones de hormigón o mampostería .

Muros de contención bajo rasante: no es necesario anclar el muro al terreno.

Micropilotes, son una variante basada en la misma idea del pilotaje, que frecuentemente constituyen una cimentación semiprofunda.

Cimentaciones profundas

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer sobre una gran área sobre la que distribuir un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

Pilotes: son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes de desplazamiento prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes de extracción ejecutados in situ). Antiguamente eran de madera, hasta que en los años 1940 comenzó a emplearse el hormigón.

Pantallas: es necesario anclar el muro al terreno.

Pantallas isostáticas: con una línea de anclajes

Pantallas hiperestáticas: dos o más líneas de anclajes.

Cimentaciones de máquinas

A diferencia de las cimentaciones de edificación, que generalmente están sometidas a cargas estáticas o cuasiestáticas, las cimentaciones de maquinaria están sometidas frecuentemente a cargas cíclicas. La existencia de cargas cíclicas obligan a considerar el estado límite de servicio de vibraciones y el estado límite último de fatiga. Algunos tipos de cimentación usados para maquinaria son:

Tipo bloque
Tipo celdas
De muros
Porticadas
Con pilotes
Sobre apoyos elásticos
De soporte

2.6 Marco conceptual: Terminología básica

Para obtener una interpretación uniforme presento un vocabulario en el que figuran términos que pueden tener varias acepciones en el lenguaje común, con el fin de que sean entendidos de acuerdo con la definición que se expone.

Capacidad Portante: Es la capacidad del terreno reducida por efecto de la sobrecarga, el peso del suelo y el peso de la zapata.

Suelo: Son el producto del desgaste o desintegración de las rocas de la corteza terrestre, debido a los agentes atmosféricos y a los diferentes procesos físico-químicos en la naturaleza.

Roca: Son aquellas que están formadas por minerales, y otras sustancias sólidas endurecidas, y sólo pueden ser excavadas mediante taladros, cuñas o explosivos.

Zonificación: En sentido amplio, indica la división de un área geográfica en sectores homogéneos conforme a ciertos criterios.

Cimentación: es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno.

2.7 Marco Histórico

Los suelos a través del tiempo no han sido considerados como material que influya en las obras civiles. Pero en la actualidad esta concepción es considerada no apta ya que los suelos aportan a las diferentes obras de ingeniería múltiples beneficios como: Conocer el grado de resistencia del subsuelo, Propiedades físicas reales de los suelos, entre otras

Era tanto la poca importancia que se le daba al suelo, que para una de las artes más antiguas de la actividad humana como es la construcción de fundaciones (nace con la necesidad de construir del ser humano al dejar de ser nómada, hace 12000 años aproximadamente), siempre fueron unos de los tópicos más abandonados de la tecnología de la construcción y de la arquitectura. Es así que para la construcción de las fundaciones realizadas por las antiguas culturas, dependían del espacio y del material disponible y no de las cargas y la capacidad portante del suelo. Esto es evidenciado en culturas como Mesopotamia donde las fundaciones se realizaban en Suelos blandos de aluvión con la utilización de ladrillos cerámicos apoyados sobre esteras de cañas; Egipto: Construcciones religiosas monumentales, Bloques de roca apoyados directamente sobre arenisca; La Biblia: En el antiguo testamento figura una recomendación sobre la fundación de estructuras, Fundar en roca en lugar de arena. Y Antigua Grecia: Viviendas livianas (madera) y templos religiosos de piedra fundados sobre colchones de roca

Ya con el transcurso del tiempo las culturas fueron ganando experiencia y se fue dando más importancia al suelo, dando espacio al desarrollo de técnicas de construcción como lo hizo la antigua Roma, debido a la expansión del imperio necesito desarrollar la ingeniería civil y debido a esto aparece el cemento pozolánico, la estabilización de suelos y las primeras reglas y principios escritos referidos a la arquitectura y la construcción.

Aunque en la edad media en los periodos Prerománico y Románico las fundaciones eran hechas al Colocar escombros mezclados con mortero pobre o arcilla dentro de excavaciones con las dimensiones de la edificación, todavía reinaba el espacio y los materiales disponibles sin consideraciones de la capacidad del suelo. En el Período Gótico, de comienzos del Siglo XII a las primeras décadas del Siglo XVI las Fundaciones son más adecuadas, morteros de mejor calidad y bloques de roca mejor cortadas (más regulares), selección del lugar de instalación y cierto reconocimiento de las condiciones

del subsuelo. Pero punto de inflexión en la Ingeniería de Fundaciones se dio en el período Neoclásico (S XVIII al S XX). Los avances tecnológicos y la aplicación de nuevos materiales (morteros hidráulicos, acero, etc.) se conectaron a la práctica de la construcción. Nuevas localizaciones de construcciones por crecimiento de ciudades (avance sobre terrenos bajos de baja capacidad portante) . En la actualidad el suelo es la parte fundamental de una cimentación, por lo cual se ha visto la necesidad de profundizar investigaciones en este campo, llegando así a encontrar formas de cálculos para hallar dos factores fundamentales a la hora del diseño de cimientos, como los son la capacidad de carga y asentamientos del suelo. Para la capacidad de carga en la actualidad existen teorías muy utilizadas como son la teoría de Terzaghi, Skempton y Meyerhof, de las cuales se derivan las ecuaciones de Hansen y Vesic, y para el cálculo de asentamientos inmediatos se basa en métodos empíricos tales como correlaciones directas entre resultados de campo y el asentamiento, ensayos de resistencia a la penetración SPT o CPT y método de Schmertman.

2.8 Hipótesis a demostrar

La determinación de la capacidad portante del suelo en el Distrito de Shamboyacu, permitirá elaborar un mapa de zonificación de suelos donde se presente información clasificada para los fines que requiera la autoridad competente.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES

Para el presente trabajo se ha hecho uso de lo siguiente:

3.1.1 Recursos humanos

Para este presente trabajo de investigación se contó con la colaboración del siguiente personal:

El Asesor: Es el que orienta y coordina el desarrollo de la metodología de la investigación de este trabajo para llegar a los objetivos planteados.

Los Tesistas: Son los encargados de desarrollar el trabajo de investigación manejando todos los procesos que intervienen en el desarrollo, coordinando constantemente con el asesor y el personal del laboratorio.

El Técnico de Laboratorio: Es el que realiza las pruebas de los materiales a utilizar así como también interviene en coordinación con el tesista en la obtención de los resultados de los siguientes ensayos de laboratorio:

Contenido de Humedad, Análisis Granulométrico por Tamizado, Límite Líquido y Límite, Clasificación Unificada de Suelos, Peso Específico del Sólido, Gravedad Específica de los Sólidos, Peso Volumétrico, Corte Directo, para la obtención de la capacidad portante del suelo en ensayo

Jefe de Laboratorio: Es la persona responsable del laboratorio de ensayos de materiales el cual interviene en todo el proceso de pruebas y diagnóstico final certificando así todos los ensayos realizados por el tesista.

3.1.2 Recursos materiales

Material bibliográfico: Libros referente al tema complementando en el marco teórico.

Material de escritorio: cartuchos de tinta para impresora, CD's, papel A4, lapiceros.

3.1.3 Recursos de equipos

1. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD. ASTM D2216

EQUIPO:

Recipiente para humedad (aluminio o lata)

Horno eléctrico (estufa) con control de temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$

Balanza de precisión.



2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO. ASTM D422

EQUIPO:

Un juego de tamices normalizados según la tabla anterior.

Dos balanzas: con capacidades superiores a 20 kg. y 2000 gr. Y precisiones de 1gr. y 0,1gr. Respectivamente.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^\circ \pm 5^\circ\text{C}$.

Un vibrador mecánico.

Herramientas y accesorios. Bandeja metálica, recipientes plásticos y escobilla.



3. DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO. ASTM D4318

EQUIPO:

Aparato del Límite Líquido (Copa de Casagrande), el que consiste en una taza (cuchara) de bronce con una masa de 200 ± 20 gr. montada en un dispositivo de apoyo fijado a una base de caucho, madera o plástico duro.

Acanalador (Casagrande o ASTM), mango de calibre de 1cm. para verificar altura de caída de la cuchara o copa.

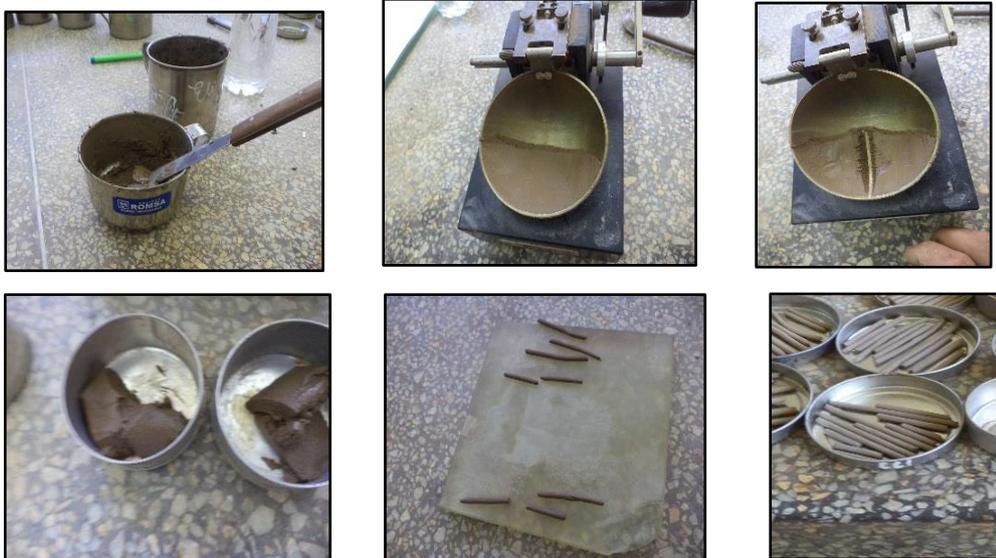
Plato de evaporación de porcelana de 120mm. de diámetro.

Espátula hoja flexible de 20mm. de ancho y 70mm. de largo.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Balanza de precisión de 0,01gr.

Herramientas y accesorios. Placas de vidrio, agua destilada, recipientes herméticos, malla N° 40 ASTM y probeta de 25ml de capacidad.



4. DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO. ASTM D4318

EQUIPO:

Plato de evaporación de porcelana de 120mm. de diámetro.

Espátula hoja flexible 20mm. de ancho y 70mm. de largo.

Placa de vidrio esmerilado o mármol como superficie de amasado.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Patrón de comparación, puede usarse un alambre ó plástico de 3mm. de diámetro.

Balanza de precisión de 0,01gr.

Probeta de 25mm. de capacidad.

Herramientas y accesorios. Malla N^o40 ASTM, agua destilada y recipientes herméticos.

5. DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD IN SITU (PESO VOLUMÉTRICO DE UN SUELO)

EQUIPO

Aparato cono de arena, compuesto por una válvula cilíndrica de 12.7 mm. de abertura, con un extremo terminado en embudo y el otro ajustado a la boca de un recipiente de aproximadamente 3785cm^3 (1 galón). de capacidad. El aparato deberá llevar una placa base, con un orificio central de igual diámetro al del embudo.

Arena estandarizada, la cual deberá ser lavada y secada en horno hasta masa constante.

Generalmente se utiliza arena de Ottawa, que corresponde a un material que pasa por la malla N^o 20 ASTM (0,85 mm.) y queda retenida en la malla N^o 30 ASTM (0,60mm.)

Dos balanzas, de capacidad superior a 10kg. y 1000gr, con precisión de 1gr. y de 0,01gr.

Respectivamente.

Equipo de secado, podrá ser un hornillo o estufa de terreno.

Molde patrón de compactación de 6" de diámetro. y 944cc. De capacidad.

Herramientas y accesorios. Recipientes herméticos con tapa, martillo, cincel, tamices, espátula, brocha y regla metálica.

6. DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS

EQUIPO:

Suministro de agua desaireada con temperatura estabilizada.

Frasco volumétrico de 250 ó 500 ml.

Bomba de vacíos o aspirador para producir vacío.

Mortero y mango para mortear.

Balanza de precisión 0.1 gr.

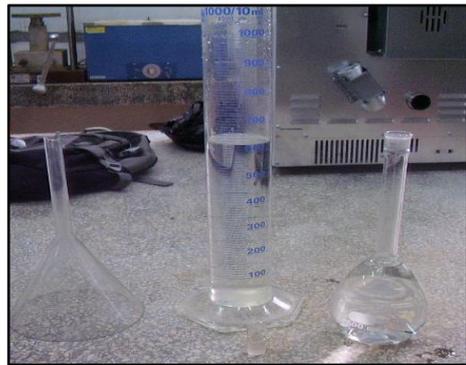
Termómetro

Desecador con un diámetro Aprox. De 200 mm.

Horno Capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$

Opcional: Recipiente de agua helada y mezclador mecánico de refrescos.

Con anterioridad a la practica (1día antes), se debe recolectar y desairear una cantidad suficiente de agua común o destilada, cerca de 1000 ml cada grupo, utilizar agua común, agua caliente, y/o agua helada para efectuar una estabilización en la temperatura del agua.



7. CORTE DIRECTO. ASTM D3080

EQUIPO:

Aparato de corte

Caja de corte

Aditamentos de carga

3.2 METODOLOGÍA

3.2.1 Universo, Muestra, Población

Universo.

Está conformada por todos los suelos que conforman la Provincia de Picota – Región San Martín.

Muestra.

Corresponde los suelos del Distrito de Shamboyacu – Provincia de Picota – Región San Martín.

Ámbito Geográfico.

La investigación se realizara en el Distrito de Shamboyacu, Provincia de Picota, Departamento de San Martín.

3.2.2 Sistemas de Variables

Variable Independiente.

Estudios de laboratorio de la muestra de suelo.

Variable dependiente.

Valor de la Capacidad portante del suelo del Distrito de Shamboyacu – Provincia de Picota– Región San Martín.

Variabes Intervinientes

Factores de afectación al cálculo de la capacidad portante.

3.2.3 Diseño experimental de la investigación

3.2.3.1 Tipo de investigación: El tipo de investigación fue descriptivo, sobre la que se buscó especificar y analizar las características geológicas y geotécnicas del suelo.

3.2.3.2 Diseño de investigación: El diseño fue no experimental de tipo transeccional y lo que se hace en la investigación no experimental es observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural como: geológicos, hidrológicos e hidráulicos y geológicos climáticos, para después analizarlos. Los diseños transeccionales tienen la ventaja de que se basan en la observación de objetos de investigación tal como existe en la realidad,

sin intervenir en ellos ni manipularlos (Sierra, 1993). Según el carácter de la medida el enfoque del estudio es mixto, se analizaron variables cuantitativas y cualitativas

3.2.3.3 Instrumentos bibliográficos: En primer lugar, se procedió a recopilar la información bibliográfica existente en los textos especializados en relación a la obtención de la capacidad portante de los suelos.

En segundo lugar se procedió a revisar los principales conceptos sobre los ensayos de laboratorio a realizar estos son:

Contenido de Humedad, Análisis Granulométrico por Tamizado, Límite Líquido y Límite Plástico, Clasificación Unificada de Suelos, Peso Específico del Sólido, Gravedad Específica de los Sólidos, Peso Volumétrico, Corte Directo, para la obtención de la capacidad portante del suelo en ensayo.

3.2.3.4 De lo relacionado a las normas

ENSAYOS ESTANDAR

NORMA USADA

1. Contenido de Humedad Natural	ASTM D2216
2. Analisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422
3. Límite Líquido y Límite Plástico	ASTMD4318
4. Clasificación Unificada de Suelos	ASTM D2487
5. Peso Específico del Sólido	ASTM D854
6. Gravedad Específica de los Sólidos	ASTM D856
7. Densidad De Campo (Método De Cono De Arena)	ASTM D1556

ENSAYOS ESPECIALES

NORMA USADA

1. Corte Directo	ASTM D3080
------------------	------------

3.2.4 Procesamiento de información

3.2.4.1 Exploración de suelos

3.2.4.1.1 Reconocimiento de campo

Los trabajos fueron realizados por el tesista y el personal de apoyo de la MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SHAMBOYACU, identificando los lugares y zonas, en los cuales se realizarán las excavaciones con la finalidad de determinar el perfil estratigráfico del área de estudio, realizando 28 calicatas o pozos a cielo abierto distribuido convenientemente.

3.2.4.1.2 Excavaciones a cielo abierto (Calicatas)

Con la finalidad de determinar las Propiedades Índice, el perfil estratigráfico, el esfuerzo admisible por zonas de acuerdo a las características de los suelos, se han realizado 28 calicatas o pozos a cielo abierto distribuido convenientemente en el área de estudio.

Muestreo disturbado.- Se han recuperado muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelo encontrados durante las excavaciones, en cantidad suficiente o representativa, para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

Muestreo inalterado.- Se han recuperado muestras inalteradas de las calicatas a una profundidad promedio de 3 metros y acondicionadas para el traslado al laboratorio.

Registro de excavaciones.- Paralelamente se realizó el registro de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelo encontrado, tales como buzamiento, humedad, plasticidad, peso volumétrico, etc.

3.2.4.1.3 Espaciamiento y características de las calicatas

El espaciamiento de las calicatas y las características de cada una de ellas varían de acuerdo a la topografía y ubicación de las zonas más pobladas.

Las calicatas fueron realizadas según la Norma Técnica ASTM D420, la cual es aplicable a todos los Estudios De Mecánica De Suelos (EMS).

Los autores y estudios indican que para estudios como el muestreo, a fin de lograr una buena precisión del perfil estratigráfico del suelo, se deben tomar muestras a distancias entre los 40 m y 100 m, pero en realidad para lograr perfiles estratigráficos que sean más reales, se deben tomar muestras en distancia más cortas, por lo que se ha realizado las excavaciones de 28 calicatas a cielo abierto a una profundidad no menor de 3.00; las cuales están propensas a cambios de acuerdo a los diferentes factores como es el nivel freático.

El Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), nos ha permitido examinar en su estado natural las características de los tipos de suelos, que constituyen cada estrato de la zona en estudio, haciendo una descripción completa de los mismos, clasificando los suelos en forma precisa por su textura. Las técnicas de muestreo se han realizado según Norma ASTM 420.

Las muestras llevadas al laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la empresa 2F&G INGENIERIA S.A.C., fueron las más representativas y en cantidades reglamentarias para cada tipo de material, escogidos luego del cuarteo respectivo.

Para el transporte de las muestras extraídas, se han utilizado bolsas plásticas y recipientes cerrados herméticamente, a los cuales para su identificación, se les colocó etiquetas con los siguientes datos:

Nombre del proyecto.

Ubicación de calicata.

Fecha de excavación.

Número de calicata.

Número de estrato.

Tipo de muestra.

Profundidad de la muestra.

Responsable.

Perfil estratigráfico.

3.2.4.1.4 Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos

Las muestras extraídas en los puntos de investigación y/o muestreo de la fase de investigación de campo, se determinaron sus propiedades físicas y mecánicas mediante la ejecución de los ensayos estándar y especiales que se indican a continuación:

ENSAYOS ESTANDAR

NORMA USADA

- | | |
|--|------------|
| 1. Contenido de Humedad Natural | ASTM D2216 |
| 2. Analisis Granulométrico por Tamizado | ASTM D422 |
| 3. Limite Liquido y Limite Plastico | ASTMD4318 |
| 4. Clasificación Unificada de Suelos | ASTM D2487 |
| 5. Peso Específico del Solido | ASTM D854 |
| 6. Gravedad Específica de los Solidos | ASTM D856 |
| 7. Densidad De Campo (Método De Cono De Arena) | ASTM D1556 |

ENSAYOS ESPECIALES

NORMA USADA

- | | |
|------------------|------------|
| 1. Corte Directo | ASTM D3080 |
|------------------|------------|

IV. RESULTADOS

4.1 Ubicación de las calicatas para su exploración y muestreo.

Las calicatas están ubicadas en las intersecciones de las calles en el Distrito de Shamboyacu. A continuación se adjunta cuadro conteniendo dicha información.

Cuadro N° 01: Ubicación de las calicatas.

CALICATA	DESCRIPCION
MUESTRA	CALLE
C-1	CALLE D
C-2	CALLE D
C-3	CALLE D
C-4	CALLE E
C-5	CALLE E
C-6	CALLE C
C-7	CALLE C
C-8	CALLE A
C-9	CALLE J
C-10	CALLE T
C-11	CALLE T
C-12	CALLE A
C-13	CALLE 5
C-14	JR. ARICA
C-15	JR. ARICA
C-16	JR. JOSE SANTOS UNUMA
C-17	JR. JOSE SANTOS UNUMA
C-18	CALLE 13
C-19	JR. LIBERTAD
C-20	JR. LIBERTAD
C-21	JR. LIBERTAD
C-22	JR. RICARDO PALMA
C-23	S/N
C-24	JR. LAMAS
C-25	JR. LAMAS
C-26	JR. PONAZA
C-27	JR. PONAZA
C-28	JR. RICARDO PALMA

FUENTE: Elaboración propia

4.2 Estudio de mecánica de suelos

4.2.1 Contenido de humedad del suelo en el Distrito de Shamboyacu.

Cuadro N° 02: Resumen de la obtención del contenido de humedad natural.

CALICATA	DESCRIPCION	HUMEDAD
MUESTRA	CALLE	NATURAL %
C-1	CALLE D	8.99
C-2	CALLE D	11.07
C-3	CALLE D	6.71
C-4	CALLE E	11.99
C-5	CALLE E	9.54
C-6	CALLE C	7.48
C-7	CALLE C	7.24
C-8	CALLE A	9.27
C-9	CALLE J	9.38
C-10	CALLE T	15.35
C-11	CALLE T	17.22
C-12	CALLE A	16.38
C-13	CALLE 5	6.43
C-14	JR. ARICA	8.24
C-15	JR. ARICA	4.59
C-16	JR. JOSE SANTOS UNUMA	14.08
C-17	JR. JOSE SANTOS UNUMA	19.24
C-18	CALLE 13	14.33
C-19	JR. LIBERTAD	9.36
C-20	JR. LIBERTAD	7.93
C-21	JR. LIBERTAD	10.94
C-22	JR. RICARDO PALMA	6.69
C-23	S/N	12.21
C-24	JR. LAMAS	15.85
C-25	JR. LAMAS	10.47
C-26	JR. PONAZA	12.17
C-27	JR. PONAZA	10.1
C-28	JR. RICARDO PALMA	10.57

FUENTE: Elaboracion Propia

4.2.2 Composición del análisis granulométrico.

A continuación se presenta la granulometría de las diferentes muestras obtenidas en campo

Cuadro N° 03: Resumen de las características granulométricas.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCION CALLE	GRANULOMETRÍA			
		MALLA # 4	MALLA # 10	MALLA # 40	MALLA # 200
C-1	CALLE D	23.73	19.84	4.64	2.62
C-2	CALLE D	51.56	44.58	36.2	23.69
C-3	CALLE D	48.67	41.71	32.95	19.44
C-4	CALLE E	53.33	47.29	38.72	25.39
C-5	CALLE E	49.41	42.55	33.46	20.13
C-6	CALLE C	15.36	15.16	14.01	3.02
C-7	CALLE C	49.15	42.17	33.19	19.55
C-8	CALLE A	50.19	43.42	34.35	20.92
C-9	CALLE J	41.08	40.4	34.3	31.26
C-10	CALLE T	43.48	42.1	36.59	33.83
C-11	CALLE T	100	51.59	41.33	19.5
C-12	CALLE A	15.33	15.1	13.86	3.03
C-13	CALLE 5	15.4	15.24	14.04	2.89
C-14	JR. ARICA	100	99.98	99.82	77.95
C-15	JR. ARICA	100	100	99.86	70.37
C-16	JR. JOSE SANTOS UNUMA	100	99.63	97.25	72.66
C-17	JR. JOSE SANTOS UNUMA	50.55	43.69	34.59	21.27
C-18	CALLE 13	100	98.68	56.8	12.48
C-19	JR. LIBERTAD	100	99.09	63.57	12.55
C-20	JR. LIBERTAD	100	98.75	57.53	13.49
C-21	JR. LIBERTAD	100	99.8	90.93	57.16
C-22	JR. RICARDO PALMA	97.28	96.23	93.79	77.15
C-23	S/N	97.72	96.04	93.69	77.53
C-24	JR. LAMAS	100	99.21	94.55	65.09
C-25	JR. LAMAS	100	98.75	57.64	14.21
C-26	JR. PONAZA	100	98.69	85.87	16.7
C-27	JR. PONAZA	100	100	99.98	74.38
C-28	JR. RICARDO PALMA	42.26	37.9	11.1	7.57

FUENTE: Elaboración propia

4.2.3 Resultados de los límites de consistencia.

A continuación se muestran los límites de consistencia obtenidos:

Cuadro Nº 04: Resumen de los límites de consistencia.

CALICATA	DESCRIPCION	LIMITES DE CONSISTENCIA				
		MUESTRA	CALLE	L.L %	L.P %	I.P %
C-1	CALLE D			NP	NP	NP
C-2	CALLE D			NP	NP	NP
C-3	CALLE D			38.72	24.55	14.17
C-4	CALLE E			NP	NP	NP
C-5	CALLE E			NP	NP	NP
C-6	CALLE C			NP	NP	NP
C-7	CALLE C			NP	NP	NP
C-8	CALLE A			NP	NP	NP
C-9	CALLE J			NP	NP	NP
C-10	CALLE T			39.51	24.55	14.69
C-11	CALLE T			39.4	22.61	16.79
C-12	CALLE A			33.18	21.07	12.11
C-13	CALLE 5			NP	NP	NP
C-14	JR. ARICA			NP	NP	NP
C-15	JR. ARICA			NP	NP	NP
C-16	JR. JOSE SANTOS UNUMA			35.84	20.87	14.97
C-17	JR. JOSE SANTOS UNUMA			41.86	18.86	23
C-18	CALLE 13			41.44	19.69	21.75
C-19	JR. LIBERTAD			38.96	20.93	18.03
C-20	JR. LIBERTAD			NP	NP	NP
C-21	JR. LIBERTAD			NP	NP	NP
C-22	JR. RICARDO PALMA			NP	NP	NP
C-23	S/N			40.93	22	18.93
C-24	JR. LAMAS			31.72	19.11	12.61
C-25	JR. LAMAS			41.97	32.36	9.61
C-26	JR. PONAZA			NP	NP	NP
C-27	JR. PONAZA			NP	NP	NP
C-28	JR. RICARDO PALMA			NP	NP	NP

FUENTE: Elaboración propia

4.2.4 Resultados de la densidad de campo.

Cuadro N° 05: Resumen de la densidad de campo.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCION CALLE	DENSIDAD DE CAMPO	
		Yh gr/cm3	Ys gr/cm3
C-11	CALLE T	2.03	1.91
C-12	CALLE A	1.96	1.7
C-16	JR. JOSE SANTOS UNUMA	2.01	2.01
C-19	JR. LIBERTAD	2.03	1.83
C-23	S/N	1.96	1.86

FUENTE: Elaboración propia

4.2.5 Parámetros geotécnicos de los suelos: Ángulo de fricción y cohesión

Cuadro N° 06: Resumen de los parámetros geotécnicos del suelo.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCION CALLE	CORTE DIRECTO		
		Yh gr/cm3	ANGULO DE FRICCION ϕ	COHESION KG/CM2
C-11	CALLE T	2.03	31	0
C-12	CALLE A	1.96	21	0.24
C-16	JR. JOSE SANTOS UNUMA	2.01	31	0
C-19	JR. LIBERTAD	2.03	31	0
C-23	S/N	1.96	31	0

FUENTE: Elaboración propia

4.3 Perfil estratigráfico del suelo en estudio.

El perfil estratigráfico de los suelos en estudio se detalla en el Anexo N°1, el perfil estratigráfico indica los cambios en las capas de suelo encontrados en el lugar de estudio.

4.4 Cálculo de la Capacidad Portante del suelo del Distrito de Shamboyacu

Calicata N° 11

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$
$$C' = \frac{2}{3} C$$
$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 31^\circ$

Cohesión : $C = 0.0 \frac{kg}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 2.03 \frac{gr}{cm^3} = 2.03 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$

Factores de carga :

$$N'_C = 17$$

$$N'_q = 7.4$$

$$N'_\gamma = 5.4$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 \text{ m}$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = \frac{2}{3} \left(0.0 \frac{kg}{m^2} \right) (17) + \left(2.03 \frac{tn}{m^3} \right) (1.50m)(7.4) + (0.5) \left(2.03 \frac{tn}{m^3} \right) (1m)(5.4)$$

$$q_u = 0 + 22.533 \frac{tn}{m^2} + 5.481 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = 28.014 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 9.338 \frac{tn}{m^2}$$

Calicata N° 12

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$
$$C' = \frac{2}{3} C$$
$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 21^\circ$

Cohesión : $C = 0.24 \frac{kg}{cm^2} = 2.40 \frac{tn}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.96 \frac{gr}{m^3} = 1.96 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50$

Factores de Canga :

$$N'_C = 12.2$$

$$N'_q = 2.80$$

$$N'_\gamma = 1.3$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 \text{ m}$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = \frac{2}{3} 2.40 \frac{tn}{m^2} (12.2) + \left(1.96 \frac{tn}{m^3} \right) (1.50m)(2.8) + (0.5)(1.96) \frac{tn}{m^3} (1m)(1.3)$$

$$q_u = 19.52 \frac{tn}{m^2} + 8.232 \frac{tn}{m^2} + 1.274 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$F_s = 3$$

$$q_u = 29.026 \frac{tn}{m^2}$$
$$q_{adm} = 9.675 \frac{tn}{m^2}$$

Calicata N° 16

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$
$$C' = \frac{2}{3} C$$
$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 31^\circ$

Cohesión : $C = 0.00 \frac{kg}{cm^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 2.01 \frac{gr}{m^3} = 2.01 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50 m$

Factores de Carga :

$$N'_C = 17$$

$$N'_q = 7.4$$

$$N'_\gamma = 5.4$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 m$

Factor de Seguridad : $F_s = 3$

$$q_u = \frac{2}{3} \left(0.00 \frac{tn}{m^2} \right) 17 + (2.01) \frac{tn}{m^3} (1.50m)(7.4) + (0.5)(2.01) \frac{tn}{m^3} (1 m)(5.4)$$

$$q_u = \left(0.00 \frac{tn}{m^2} \right) + \left(22.311 \frac{tn}{m^2} \right) + 5.427 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = \left(27.738 \frac{tn}{m^2} \right)$$

$$F_s = 3$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{adm} = 9.246 \frac{tn}{m^2}$$

Calicata N° 19

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$
$$C' = \frac{2}{3} C$$
$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 31^\circ$

Cohesión : $C = 0.00 \frac{kg}{cm^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 2.03 \frac{gr}{cm^3} = 2.03 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50 m$

Factores de Carga :

$$N'_C = 17$$

$$N'_q = 7.4$$

$$N'_\gamma = 5.4$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 m$

Factor de Seguridad : $F_s = 3$

$$q_u = \frac{2}{3} \left(0.0 \frac{tn}{m^2} \right) (17) + (2.03) \frac{tn}{m^3} (1.50m)(7.4) + (0.5)(2.03 \frac{tn}{m^3})(1.00m)(5.4)$$

$$q_u = 0 + 22.533 \frac{tn}{m^2} + 5.481 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = 28.014 \frac{tn}{m^2}$$

$$F_s = 3$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{adm} = 9.338 \frac{tn}{m^2}$$

Calicata N° 23

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$
$$C' = \frac{2}{3} C$$
$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 31^\circ$

Cohesión : $C = 0.00 \frac{kg}{cm^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.96 \frac{gr}{cm^3} = 1.96 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50 m$

Factores de Carga :

$$N'_C = 17$$

$$N'_q = 7.4$$

$$N'_\gamma = 5.4$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 m$

Factor de Seguridad : $F_s = 3$

$$q_u = \frac{2}{3} \left(0.0 \frac{tn}{m^2} \right) (17) + (1.96) \frac{tn}{m^3} (1.50m)(7.4) + (0.5)(1.96 \frac{tn}{m^3})(1.00m)(5.4)$$

$$q_u = 0 + 21.756 \frac{tn}{m^2} + 5.292 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = 27.048 \frac{tn}{m^2}$$

$$F_s = 3$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{adm} = 9.016 \frac{tn}{m^2}$$

Cuadro N° 07: Resumen de la capacidad portante.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCION CALLE	PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA (m)	CAPACIDAD ADMISIBLE DE LO SUELOS							
			CORTE DIRECTO			DENSIDAD DE CAMPO		Ancho de Cimentación (m)	Profundidad de desplante (m)	Capacidad Admisible
			γ_{nat} (gr/cm ³)	ANGULO DE FRICCIÓN ϕ	COHESION KG/CM2	γ_h gr/cm3	γ_s gr/cm3			
C-11	CALLE T	0.40 - 3.00	2.03	31	0	2.029	1.908	1.00	1.50	0.93
C-12	CALLE A	0.30 - 3.00	1.96	21	0.24	1.962	1.701	1.00	1.50	0.97
C-16	JR. JOSE SANTOS UNUMA	0.40 - 3.00	2.01	31	0	2.009	2.007	1.00	1.50	0.93
C-19	JR. LIBERTAD	0.30 - 3.00	2.03	31	0	2.031	1.832	1.00	1.50	0.93
C-23	S/N	0.40 - 3.00	1.96	31	0	1.957	1.861	1.00	1.50	0.90

FUENTE: Elaboración propia

4.5 Elaboración del mapa de zonificación del suelo.

El plano de zonificación del suelo se detalla en el Anexo N°2, en el plano se indica la capacidad portante.

4.6 Clasificación de suelos.

Cuadro N° 08: Resumen de la clasificación de suelos.

CALICATA MUESTRA	DESCRIPCION CALLE	CLASIFICACION DE SUELOS	
		SUCS	AASHTO
C-1	CALLE D	GM	A-1-b(0)
C-2	CALLE D	GM	A1-b(0)
C-3	CALLE D	GP	A1-a(1)
C-4	CALLE E	GM	A1-b(0)
C-5	CALLE E	GM	A1-b(0)
C-6	CALLE C	GM	A1-b(0)
C-7	CALLE C	GM	A1-b(0)
C-8	CALLE A	GM	A1-b(0)
C-9	CALLE J	GM	A1-b(0)
C-10	CALLE T	GP	A1-a(1)
C-11	CALLE T	GP	A1-a(1)
C-12	CALLE A	CL	A-6(5)
C-13	CALLE 5	GM	A1-b(0)
C-14	JR. ARICA	GM	A1-b(0)
C-15	JR. ARICA	GM	A1-b(0)
C-16	JR. JOSE SANTOS UNUMA	CL	A-6(5)
C-17	JR. JOSE SANTOS UNUMA	CL	A-6(5)
C-18	CALLE 13	CL	A-6(5)
C-19	JR. LIBERTAD	CL	A-6(5)
C-20	JR. LIBERTAD	GM	A1-b(0)
C-21	JR. LIBERTAD	GM	A1-b(0)
C-22	JR. RICARDO PALMA	GM	A1-b(0)
C-23	S/N	CL	A-6(5)
C-24	JR. LAMAS	CL	A-6(7)
C-25	JR. LAMAS	CL	A-6(5)
C-26	JR. PONAZA	GM	A1-b(0)
C-27	JR. PONAZA	GM	A1-b(0)
C-28	JR. RICARDO PALMA	GM	A1-b(0)

Fuente: Elaboración propia

V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 Ubicación y exploración de las calicatas.

Se ubicaron las calicatas en algunas de las intersecciones de las calles de las manzanas existentes en el Distrito de Shamboyacu, en total se realizaron 28 calicatas las cuales presentaban material orgánico en la primera capa del suelo (0.20 – 0.30m), según lo observado en la exploración de las calicatas la zona en estudio presenta por lo general suelos de grano grueso.

5.2 Estudios de mecánica de suelos.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la empresa 2F&J INGENIERIA S.A.C., los ensayos realizados fueron contenidos de humedad, gravedad específica de sólidos, límites de consistencia (límite líquido, límite plástico), análisis granulométrico, y corte directo, teniendo en cuenta las normas vigentes. Permittiéndonos determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como el tipo de suelo y sus principales características.

El contenido de humedad que presentan las muestras analizadas 0.07% a 34.32%, la cual nos indica que son suelos gravosos secos y suelos húmedos por presencia de nivel freático.

Según la granulometría el porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200 varía entre 2.62% y 77.95%,y en cuanto a los límites de consistencia las muestras presentan limite líquido que varía entre 21.57% y 39.51%,para el limite plástico se obtuvieron valores entre 16.88% y 24.55% y por ultimo tenemos el índice de plasticidad que es la diferencia de los valores del límite líquido y limite plástico estas diferencias son valores de entre 2.08% y 16.33%, clasificándose mediante el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS), como suelos de granulometría gruesa:

Grava mal graduada (GP), Grava limosa (GM).

Y suelo de granulometría fina:

Arcilla (CL) de baja plasticidad.

5.3 Perfiles estratigráficos.

Los perfiles estratigráficos muestran la conformación de los suelos según las capas que puedan estar contenidas en este.

5.4 Determinación de la capacidad portante.

Para el cálculo de la capacidad portante se tuvieron en cuenta las siguientes calicatas: C-11, C-12, C-16, C-19 Y C-23 que según su clasificación son suelos granulares, arcillas inorgánicas y limos, se seleccionaron 7 muestras inalteradas para realizar el ensayo de corte directo, con la finalidad de obtener ángulo de fricción y la cohesión del suelo, lográndose obtener una cohesión de suelo entre 0.00 - 0.24 kg/cm², se tiene en cuenta que la cohesión depende de la humedad del suelo, y se tiene que para este caso el porcentaje (%) de contenido de humedad no es muy alto. También se encontró un ángulo de fricción que varía entre 21°-31°.

El presente estudio identificó 1 zona según la capacidad portante obtenida.

Zona I: La capacidad de carga varía entre 0.90 y 0.97 kg/cm², esto abarca casi todo el Distrito de Shamboyacu.

5.5 Elaboración del mapa de zonificación.

Para determinar el plano de zonificación se tiene en cuenta una zona geotécnica, la cual se detalla a continuación:

Zona I: La capacidad de carga es de carga de 0.90 kg/cm², esto abarca casi todo el Distrito de Shamboyacu.

La capacidad portante queda determinada de la siguiente manera:

Zona I: $q_{adm} = 0.90 \text{ kg/cm}^2$, el suelo es de condición habitable.

5.6 Identificación del tipo de suelo según el método SUCS.

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), encontramos que los suelos son suelos inorgánicos (granulares y finos de baja plasticidad), están conformados por suelos Gravosos Limosos (GM), con presencia del nivel freático a 1.60m por estar ubicados en la margen del Río Ponaza. Estos resultados se asemejan a

los obtenidos en el presente estudio de la capacidad portante de los suelos de la localidad de Shamboyacu.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.

Se hizo la exploración para la investigación en el suelo de la localidad de Shamboyacu, para ello se determinó la cantidad y el lugar de los puntos a muestrear, teniendo en consideración la topografía y el plano urbano de la localidad; realizándose la exploración de 28 puntos por medio de excavaciones a cielo abierto de 3.00 m. de profundidad.

De acuerdo a estos estudios se determinó la clasificación mediante el método SUCS donde se obtuvieron los siguientes tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL), gravas limosas (GM), gravas pobremente graduadas (GP), de acuerdo a estos resultados se tiene para los suelos de grano grueso una cohesión de 0 kg/cm² y un ángulo de fricción de 31° y para los suelos de grano fino una cohesión de 0.24 kg/cm² y un ángulo de fricción de 21°.

Se determinó la capacidad portante del suelo aplicando la teoría de Karl Von Terzagui, para el caso de falla local en cimentaciones corridas de 1.00 m. de ancho, obteniéndose valores en el rango de 0.90-0.97 Kg/cm², como se puede apreciar los valores son menores a la unidad, se ha determinado 01 zona geotécnica debido a la capacidad portante obtenida : la Zona I tiene una capacidad portante entre 0.90-0.97 Kg/cm² y esta constituida por las calicatas: C-01, C-02, C-03,C-04, C-05, C-06, C-07, C-08, C-09, C-10, C-11, C-12 y C-13, C-14, C-15, C-16, C-17,C-18, C-19, C-20, C-21, C-22, C-23, C-24, C-25, C-26, C-27 y C-28.

Se elaboró el plano de zonificación de capacidad portante, el cuál esta delimitado por 01 zona, la Zona 1 presenta condiciones adecuadas para la construcción donde se pueden plantear cimentaciones superficiales como cimientos corridos, zapatas aisladas. Cabe mencionar que los valores obtenidos en la presente investigación son a nivel de zonificación.

6.2 Recomendaciones.

Se recomienda a la Municipalidad Distrital de Shamboyacu utilizar el presente trabajo para brindar a la población la Localidad de Shamboyacu los datos necesarios para que puedan realizar edificaciones.

En el caso de existir zonas en donde la capacidad portante sea inferior a la determinada, se recomienda construir áreas verdes en estos lugares.

Se recomienda que no se desarrollen labores de construcción en las margenes del Río Ponaza, pues presenta nivel freático el cual puede ser perjudicial para una edificación que no cuente con una cimentación bien planteada..

VII. BIBLIOGRAFÍA

Berry L. P. Reid, D. (1993) "Mecánica de Suelos". primera edición, Argentina. Editorial Mc Graw – Hill.

Braja, D. (2001a), "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Thomson Editores, cuarta edición, México.

Braja, D. (2001b) "Principio de Ingeniería de Cimentaciones", Thomson Editores, cuarta edición, México.

Calavera J. (1996) "Cálculo de estructuras de cimentación", pág. 13.

Campos, J y Guardia, G, (2000) Tesis "Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura Mecánica de Suelos I CIV-219", pág. 4-11.

Duque, G. (2002): "Origen, formación y constitución del suelo", Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Colombia.

Fratelli, M.G. (1993), "Suelos, fundaciones y muros", Bonalde Editores, primera edición, Venezuela.

Harmsen, T E, (1992) Diseño de estructuras de concreto armado, pág. 325.

Herrera D y José R. (2010). Informe de Ingeniería: " Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación de una vivienda unifamiliar ", Tarapoto-Perú.

Jiménez F y Jorge F. (2011). Tesis de grado: "Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de la Banda de Shilcayo", Perú.

Juárez B., Eulalio y Rico R.A. (2005) "Mecánica de Suelos", Tomo I, tercera edición x, Mexico, Editorial Limusa.

Lambe, T. W. y Whitman, R. (1972). Mecanica de Suelos, Editorial Centro Regional de Ayuda Técnica, Agencia para el Desarrollo Internacional (AID), México/Buenos Aires,

Martínez Q. E. N. Guía de mecánica de suelos I- UNSM

Reglamento Nacional De Edificaciones. Norma E-050, documento descargado por www.urbanistasdeperu.org, 2006, Perú

Rocha S, C A. (2010) Tesis de grado: "Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales ", Perú.